

Periodical Part, Published Version

**Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.)**

## **Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen**

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/103007>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (1974): Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 36).

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



# **Mitteilungsblatt**

der

**Bundesanstalt für Wasserbau**

**Nr. 36**

**KARLSRUHE · DEZEMBER · 1974**

74.2

# **Mitteilungsblatt**

der

**Bundesanstalt für Wasserbau**

**Nr. 36**

**KARLSRUHE · DEZEMBER · 1974**

## I n h a l t

	Seite
D i e t z	
Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen	1
F e l k e l	
Modellversuche mit Grundswellen und Schiffahrt	19
D i e t z / P u l i n a	
Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schiffahrtsstraße	39

- Wiedergabe der Aufsätze mit Quellenangabe gestattet -

Das Mitteilungsblatt erscheint in unregelmäßiger Folge im Eigenverlag  
der Bundesanstalt für Wasserbau, 75 Karlsruhe, Hertzstraße 16



Dr.-Ing. J.W. Dietz

## HYDRAULISCHE PROBLEME BEI DER PLANUNG VON STAUSTUFEN

Hydraulic Problems at the Projection of Barrages

### Zusammenfassung

Die Ergebnisse von Modellversuchen an Staustufen, wie z.B. zuletzt Iffezheim/Rhein, haben gezeigt, daß bestimmte charakteristische hydraulische Probleme im Zusammenhang mit der Lage und Ausbildung der Hauptbauwerke und der Vorhäfen in ähnlicher Form immer wieder auftreten und häufig auch in übereinstimmender Weise gelöst werden können. Es werden einige für den Ausbau von Schifffahrtsstraßen wichtige Probleme dargestellt und unter Berücksichtigung von Versuchsergebnissen sowie bekanntgewordener Erfahrungen Lösungswege für künftige Planungen gezeigt.

### Summary

The results of model tests at barrages, as e.g. recently Iffezheim/Rhein, have shown that certain characteristic hydraulic problems are occurring continually in similar form in connection with the position and the formation of the main structures and the outer harbors and that they can also be solved conformably. Some essential problems for the construction of the navigable waterways will be demonstrated and considering the test results as well as the known experiences, ways for the solution of future projections will be shown.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	3
2. Grundrissgestaltung der Staustufen	4
3. Lage und Ausbildung der Vorhafentrennmolen	8
4. Ausbildung des Wehres	10
5. Schrifttum	16

## 1. Einleitung

Bei der Planung von Staustufen steht der projektierende Ingenieur nicht nur vor der Aufgabe, die einzelnen Hauptbauwerke wie Wehr, Schiffahrtsanlagen und gegebenenfalls Kraftwerk so zu entwerfen, zu bemessen und auszubilden, daß ihre Standsicherheit möglichst lang gewährleistet ist, sondern er hat auch darauf zu achten, daß diese verschiedenen Bauteile an einer Staustufe ihre Funktionen optimal erfüllen können. Da diese Funktionen immer in irgendeiner Weise auf die Regulierung, die Führung, die Bewegung und die Nutzung des strömenden Wassers abzielen, sollen die Kanalisierungsbauwerke strömungsgemäß gestaltet sein.

Erfahrungsgemäß bereitet die strömungsgerechte Ausbildung der Hauptbauwerke an einer Staustufe dem im Entwurf tätigen Ingenieur die meisten Schwierigkeiten, da die dabei auftretenden hydraulischen Probleme sich oftmals nicht so leicht und vor allem nicht so sicher klären lassen, wie dies im Interesse einer verantwortungsvollen, strömungstechnisch sauberen und auch wirtschaftlichen Planung erforderlich ist. Wohl können heute schon viele Strömungsabläufe beschrieben und rechnerisch dargestellt werden und es ist auch in vielen Fällen möglich, die Wirkung eines Bauwerkes auf das Strömungsgeschehen theoretisch nachzuempfinden, aber ein umfassendes Bild aller Einflüsse und vor allem von den Wechselbeziehungen zwischen Bauwerk und Strömung erhält man nur durch Modellversuche.

Betrachtet man die Aufgabenstellungen der bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in den 25 Jahren ihres Bestehens bearbeiteten Modellversuche über die Ausbildung von Kanalisierungsbauwerken, so stellt man unschwer fest, daß viele der genannten Aufgaben sehr eng an die speziellen Bedingungen einer Staustufe und ihrer einzelnen Glieder gebunden sind, die von Fall zu Fall immer wieder neu aufgegriffen und geklärt werden müssen.

Diese Beobachtung finden wir bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse bestätigt, die größtenteils so stark mit den speziellen örtlichen Gegebenheiten und den verschiedenartigen Bauteilen zusammenhängen, daß es nicht möglich ist, sie systematisch zu ordnen und aufzuarbeiten, um dadurch zu allgemeingültigen Grundsätzen und Regeln für die Planung von Staustufen zu kommen. Trotzdem stehen wir heute nicht mit leeren Händen da, wenn es um die hydraulisch günstige Gestaltung von Kanalisierungsbauwerken geht.

Bestimmte Probleme können heute über eine mit der Entwicklung der modernen EDV-Anlagen einhergehende hydraulische Berechnung bzw. in einem mathematischen Modell so weit vorgeklärt oder gar abschließend behandelt werden, daß der Versuchsumfang im hydraulischen Modell nennenswert verkürzt, wenn nicht sogar auf ein Teilmodell eingeschränkt werden kann [11]. Hier sind beispielsweise die mathematischen Modelle für die Ermittlung von Wasserspiegellagen sowie von Schwall- und Sunkvorgängen zu nennen.

Den gleichen Vorteil bringt auch das in einigen Fällen aus der Fülle des vorliegenden Ergebnismaterials kommende Wissen, wo und in welcher Form eine Lösung gesucht werden muß, das umfangreiche Versuche zur Entwicklung einer bestimmten strömungsgemäßen Form zugunsten einiger gezielter Kontrollversuche entfallen läßt. Als Beispiel darf hier auf die Ausbildung von Trennmolen am Wehr, Krafthaus und Schleusenvorhöfen hingewiesen werden.

Es gibt aber immer noch Probleme und für sie soll stellvertretend die Ausbildung des Tosbeckens unterhalb von Wehren bei Berücksichtigung räumlicher Strömungsabläufe angeführt werden, die nur mit dem Verfahren des Modellversuchs verlässlich und wirtschaftlich gelöst werden können.

Die uns heute bekannten Lösungswege und Möglichkeiten zur strömungsgerechten Planung von Kanalisierungsbauwerken sollen im folgenden unter Berücksichtigung der vorliegenden Versuchsergebnisse, bekannt gewordener Erfahrungen und der verfügbaren Angaben im Schrifttum in einer Bestandsaufnahme breiter herausgestellt werden, ohne den Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben. Unter Hinweis auf die speziellen Arbeiten über mathematische Modelle der Überlagerung von Sunk- und Schwallwellen in Wasserstraßen [9], [10] und Entwicklungstendenzen in der Schleusenhydraulik [15], [19] bleiben diese Teilgebiete ohnedies außerhalb der vorliegenden Betrachtung. Ein weiterer Schnitt wird beim Laufwasserkraftwerk vorgenommen, von dem an dieser Stelle nicht mehr gesagt werden kann, als schon im umfangreichen Fachschrifttum hierüber zu finden ist.

## 2. Grundrißgestaltung der Staustufen

Die Lage einer Staustufe wird bei Flußkanalisierungen im allgemeinen durch das Längsgefälle des Stromes, seiner Führung im Grundriß und durch die vorhandenen Geländeverhältnisse bestimmt. In speziellen Fällen kann auch das Vorhandensein von Brücken, Bepflanzungen oder Nebenflüssen bei der Standortfrage eine Rolle spielen, wie auch Anliegerinteressen und Kostenüberlegungen von Bedeutung sein können.

Obwohl auch aus Gründen einer guten Anströmung lokale strömungstechnische Gesichtspunkte beachtet werden sollen, bleibt dieser Einwand bei der Vielzahl der anderen gewichtigen Standortgründe allzu leicht im Hintergrund und wir finden dann möglicherweise die Staustufe in einer Flußkrümmung geplant, was im allgemeinen vermieden werden soll. Der Wasserbauer steht jetzt vor der Aufgabe, mit den ihm verbleibenden bescheidenen Mitteln wie leichte Verschiebungen und Verdrehungen einzelner Bauglieder für gute Strömungsverhältnisse zu sorgen oder durch bauliche Einzelmaßnahmen den gegebenen ungünstigen Strömungsabläufen Rechnung zu tragen. In beiden Fällen ist die Durchführung eines Modellversuchs unumgänglich, jedoch kann auch das zuerst genannte Anströmproblem schon in einfacher Weise in einem elektrischen oder aerodynamischen Analogiemodell geklärt werden.

Mit der Anordnung einer Staustufe in einer Flußkrümmung ist unmittelbar die Frage verbunden, auf welcher Seite des Stromes die einzelnen Hauptglieder der Staustufe liegen sollen, um durch die stärkere Strömung am Außenufer je nach ihrer Funktion entsprechend begünstigt oder entsprechend abgeschirmt zu sein. Hiermit wird die Allgemeinanordnung der Hauptbauwerke gegeneinander angesprochen, die jedoch unter Hinweis auf eingehende Darstellungen im Fachschrifttum (z.B. [20][23]) zugunsten zweier für den Wasserstraßenbau bedeutungsvoller Teilaspekte dieses Gebietes in diesen Überlegungen ausgespart bleiben soll, und zwar

Anordnung der Hauptbauwerke aus Gründen der Bauausführung  
und

Lage der Schiffsschleusen bzw. ihrer Zufahrten in Flußkrümmungen.

Beim Ausbau des Rheins unterhalb von Kehl/Straßburg finden wir die sogenannte QuerdammLösung, bei der die Stauregelung zwar im Fluß selbst vorgenommen wird, jedoch Wehr, Kraftwerk und Schleusen ohne Einengung des vorhandenen Flußbettes auf den seitlichen Vorländern errichtet werden (Abb.1).

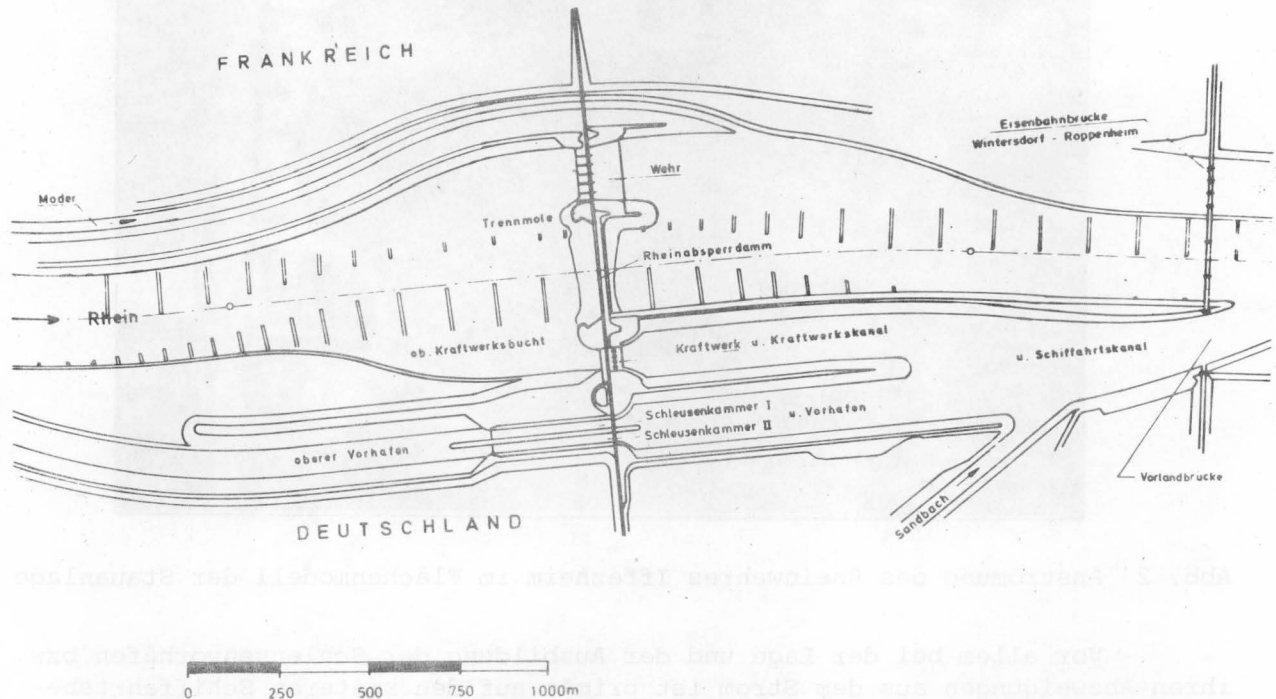


Abb. 1 Rheinstaustufe Iffezheim; Lageplan der Hauptbauwerke in der für die Ausführung vorgesehenen Anordnung

Die Vorteile der Bauausführung liegen auf der Hand. Ohne Störung der Schifffahrt können die Bauarbeiten auf beiden Seiten parallel laufen, was nicht unwesentlich zur Verkürzung der Gesamtbauzeit beiträgt. Nach französischen Ermittlungen sind die Kosten für eine Staustufe (ohne Kraftwerk) mit dem Bau von Schleuse und Wehr in trockenen Baugruben beiderseits des Rheins um 30 % niedriger als eine Bauweise im Strom unter gleichzeitiger Aufrechterhaltung der Schifffahrt. Der Hochwasserabfluß erfolgt gefahrlos durch den bis zum Schluß freibleibenden Flußschlauch.

Der hydraulische Nachteil dieser Lösung folgt auf dem Fuß. Infolge der extremen Buchtlage des Wehres ließ sich auch durch eine noch so großzügige Aufweitung der oberstromigen Wehrbucht und auch durch eine strömungsgerechte Gestaltung der Trennmole zum Querdamm hin eine leichte Schräganströmung des Wehres nicht vermeiden, wie die Modellversuche gezeigt haben (Abb.2). Drückt man aber diesen Nachteil in der dadurch verminderten Abflußleistung des Wehres aus, so ist er im behandelten Beispiel verhältnismäßig gering, so daß die vorher genannten bautechnischen Gründe für diese Anordnung sprechen.

Hiermit soll aber nicht prinzipiell der Vorrangigkeit der Bauausführung das Wort geredet werden, sondern betont werden, daß man sich die Entscheidung über die Allgemeinanordnung der Hauptbauwerke nicht leicht machen soll, denn wie schnell handelt man sich für eine bequeme kurzdauernde Bauausführung bleibende Nachteile beim langfristigen Betrieb ein.



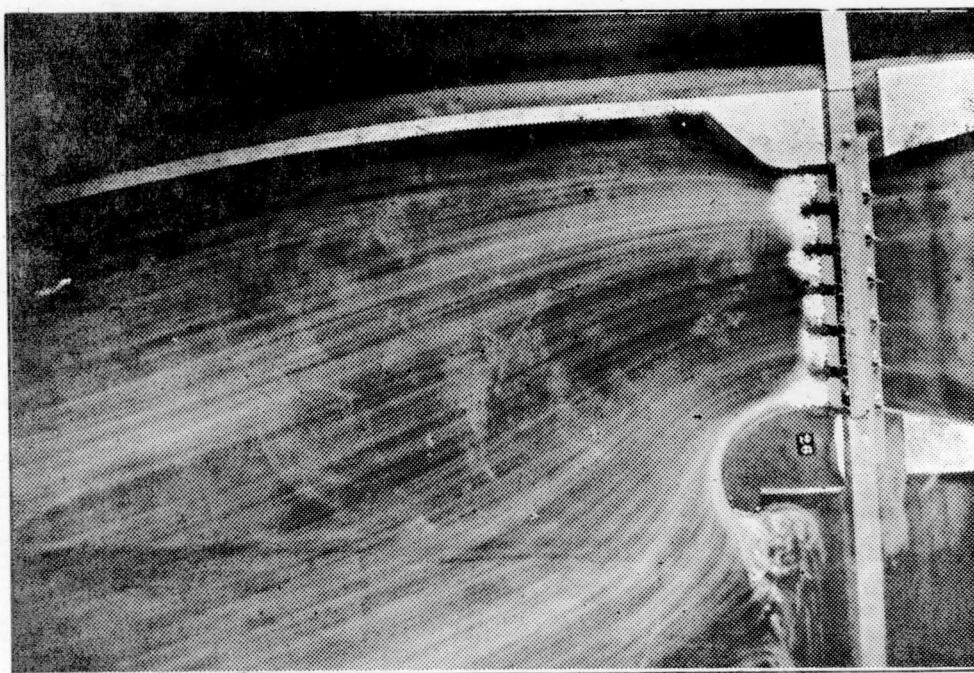


Abb. 2 Anströmung des Rheinwehres Iffezheim im Flächenmodell der Stauanlage

Vor allem bei der Lage und der Ausbildung der Schleusenvorhöfen bzw. ihren Abzweigungen aus dem Strom ist primär auf den späteren Schiffahrtsbetrieb und weniger auf Vorteile bei der Bauausführung zu achten, da hier betriebliche Mängel, wie sie aus ungünstigen Strömungsverhältnissen kommen können, ein ständiges Ärgernis darstellen, dessen spätere Behebung nur mit großen Aufwendungen möglich ist.

Im Fachschrifttum findet man häufig den Hinweis (z.B. [4],[22]), daß die Schleusenvorhöfen bei einer unumgänglichen Anordnung in Flußkrümmungen möglichst am Außenufer liegen sollen, und zwar wegen der dort vorhandenen größeren Wassertiefe, der geringeren Verlandungsgefahr und der besseren Sichtbedingungen bei der Zufahrt. Hinzu kommt, daß diese Lage dem ebenfalls auf der Außenseite der Krümmung liegenden Schiffskurs verkehrsgerecht entgegenkommt.

Bei den Modelluntersuchungen für den Ausbau der Mosel [13] konnte aber erkannt werden, daß die Beachtung dieser Argumente allein noch keinen einwandfreien Schiffahrtsbetrieb in den Vorhafeneinfahrten (besonders den oberen) sicherstellt. Denn nicht nur die Schifffahrt, sondern auch die Strömung bevorzugt den Weg an der Außenseite der Krümmung, da die Anlandung am Innenufer die größeren Strömungsgeschwindigkeiten nach dem Außenufer verlagert. Damit stößt die Strömung direkt gegen die Einfahrt zum oberen Vorhafen und kann ihren Weg zum Wehr hin nur durch eine starke Umlenkung vor dem Kopf der Trennmole nehmen, was ungünstige Querströmungen für die Schifffahrt zur Folge hat [18], die sich umso stärker ausbilden, je mehr die dem Wehr zustrebende Strömung durch die obere Trennmole eingeengt wird.

In angespannten Fällen ist es nicht mehr möglich, diese Querströmungen durch eine besondere Formgebung der Trennmole zu vermindern, so daß hier die Anordnung am Innenufer zu empfehlen ist. Da die Vorhafensohle

meist höher als die übrige Flußsohle liegt, tritt der Nachteil der Geschiebeanlandung etwas zurück. Eindeutig auf der Habenseite liegen aber das Wehr und gegebenenfalls das Krafthaus, deren Anordnung auf der Außenseite dem Verlauf der Strömung weitgehend angepaßt ist.

Wie die hier vorgetragenen Gesichtspunkte gegeneinander abgewogen, bevorzugt beachtet oder nach eingehender Prüfung vernachlässigt werden müssen, soll anhand zweier Beispiele von der geplanten Umkanalisierung des Mains verdeutlicht werden (Abb.3).

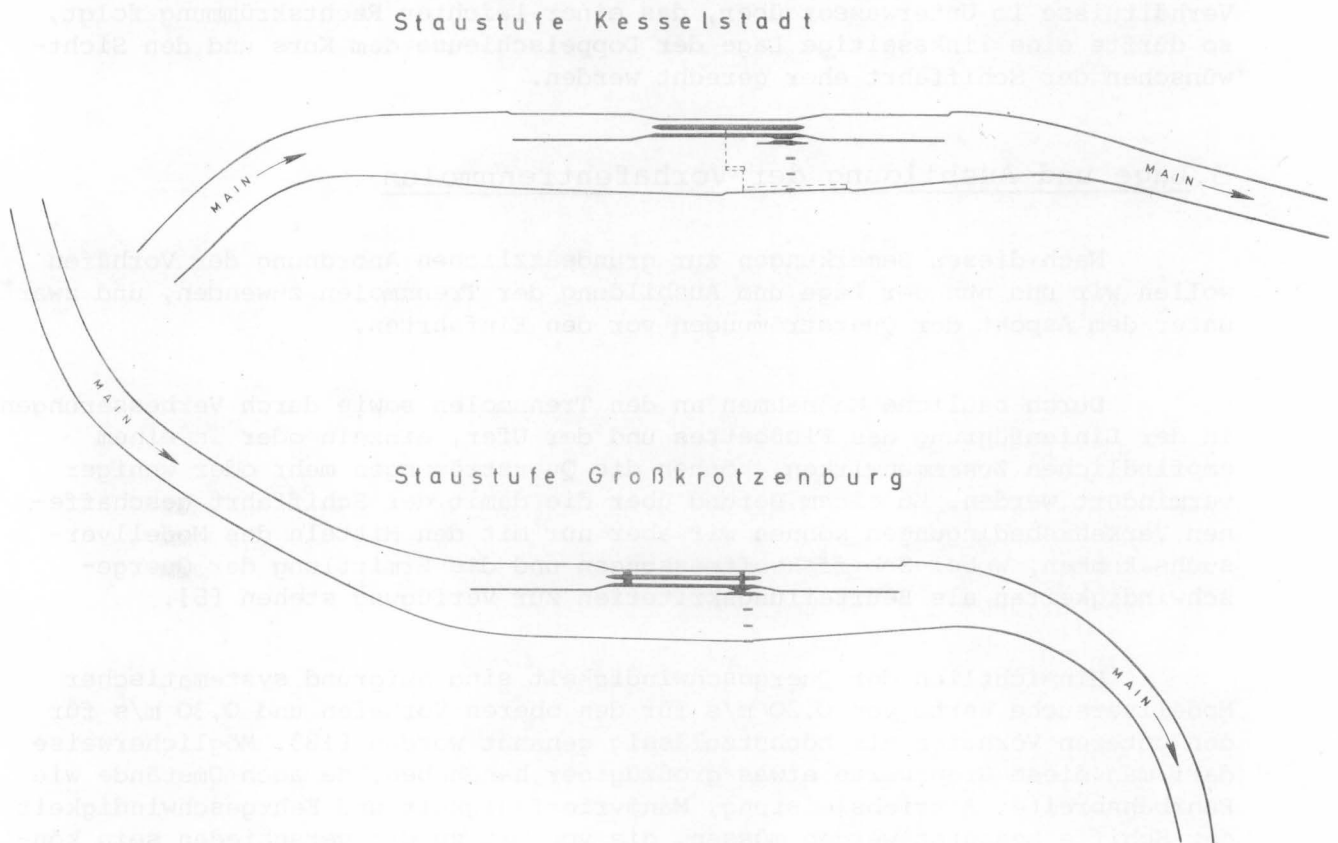


Abb. 3 Geplante Anordnung der Hauptbauwerke bei den Mainstaustufen Kesselstadt und Großkrotzenburg

In der klassischen Lage am Außenufer der Flußkrümmung finden wir die bestehende Schleusenanlage Großkrotzenburg, von der bisher keine Schiffsahrtsschwierigkeiten bei der Zufahrt zum oberen Vorhafen bekannt geworden sind. Nunmehr soll eine Doppelschleuse geplant werden, durch die der Anteil des Vorhafens an der Gesamtbreite des Flusses so ungünstig vergrößert wird, daß mit einer scharfen Umlenkung der Strömung am Kopf der oberstromigen Trennmole gerechnet werden kann, wenn man bei der Anordnung der Schleusen am einbuchtenden Ufer bleibt. Hierbei erhält man noch den zweiten und wohl wesentlichen Nachteil, daß die Einfahrt des unterstromigen Vorhafens kurz vor dem Innenufer der nun folgenden scharfen Rechtskrümmung liegt, die Schiffsahrt aus Gründen der Fahrwassertiefe also gezwungen sein wird, an das gegenüberliegende Außenufer zu wechseln und die Sichtverhältnisse für dieses Manöver überdies ungünstig sind.

Aus diesen Gründen ist für den Neubau der Doppelschleuse das linke Mainufer vorzuziehen, zumal bei der überwiegenden Schwebstoffführung des Mains der Verlandungseffekt an den Vorhafeneinfahrten auf beiden Flußseiten gegeben ist.

Obwohl die geplante neue Staustufe Kesselstadt ebenfalls in einer Krümmung zu finden ist, stellen sich hier die Strömungsverhältnisse im Oberwasser günstiger dar, da die Wehrachse etwa 1,3 km stromab Kurvenende liegt, also eine genügend lange gerade Strecke zum Ausgleich der Quer- und Spiralströmungen vorhanden ist. Unter diesem Gesichtspunkt ist es unerheblich, auf welcher Mainseite die Doppelschleuse angeordnet wird. Geht man aber auf die Verhältnisse im Unterwasser über, das einer leichten Rechtskrümmung folgt, so dürfte eine linksseitige Lage der Doppelschleuse dem Kurs und den Sichtwünschen der Schifffahrt eher gerecht werden.

### 3. Lage und Ausbildung der Vorhafentrennmolen

Nach diesen Bemerkungen zur grundsätzlichen Anordnung der Vorhäfen wollen wir uns nun der Lage und Ausbildung der Trennmolen zuwenden, und zwar unter dem Aspekt der Querströmungen vor den Einfahrten.

Durch bauliche Maßnahmen an den Trennmolen sowie durch Verbesserungen in der Linienführung des Flußbettes und der Ufer, einzeln oder in einem empfindlichen Zusammenwirken, können die Querströmungen mehr oder weniger vermindert werden. Zu einem Befund über die damit der Schifffahrt geschaffenen Verkehrsbedingungen können wir aber nur mit den Mitteln des Modellversuchs kommen, wobei Schiffskraftmessungen und die Ermittlung der Quergeschwindigkeiten als Beurteilungskriterien zur Verfügung stehen [8].

Hinsichtlich der Quergeschwindigkeit sind aufgrund systematischer Modellversuche Werte von 0,20 m/s für den oberen Vorhafen und 0,30 m/s für den unteren Vorhafen als höchstzulässig genannt worden [18]. Möglicherweise darf man diese Grenzwerte etwas großzügiger handhaben, da auch Umstände wie Fahrbahnbreite, Antriebsleistung, Manövrierfähigkeit und Fahrgeschwindigkeit der Schiffe beachtet werden müssen, die von Ort zu Ort verschieden sein können.

Die Einfahrt des oberen Vorhafens ist durch die Linienführung der Trennmole und des seitlichen Ufers so zu gestalten, daß die Strömung ohne eine allzu scharfe Umlenkung auf ihren weiteren Weg zum Wehr hin gebracht wird, eine starke Einengung der natürlichen Abflußbreite durch die Trennmole also vermieden wird. Andererseits muß aus Schifffahrtsgründen der Vorhafen möglichst gestreckt in den eigentlichen Strom führen. Diese beiden teils entgegengesetzt gerichteten Gesichtspunkte können nicht immer zu einer schifffahrtsgerechten Lösung vereint werden.

Aus dieser Schwierigkeit kann eine durchbrochene Molenverlängerung heraushelfen, die so gestaltet sein muß, daß sie in Form von zunehmenden Durchlaßöffnungen einen kontinuierlichen Übergang von der geschlossenen Trennmole bis zum freien Querschnitt herstellt. Aus Modellversuchen weiß man, daß die Wirkung einer solchen Mole dann am günstigsten ist, wenn die Summe der Öffnungsfläche zur gesamten benetzten Molenfläche etwa 30 bis 40 % beträgt [11], [18]. Durch eine oder mehrere Abwinkelungen der durchbrochenen Mole zum Fluß hin, wie z.B. bei der Moselstaustufe St. Aldegund, und dem damit

verbundenen leichten Wassereinzug im oberen Teil des Vorhafens können die Strömungsverhältnisse im Bereich der Einfahrt so entschärft werden, daß die Schifffahrt einwandfreie Fahrverhältnisse vorfindet.

Die durchbrochene Mole kann entweder als Schlitzwand oder als Tauchwand ausgeführt werden, die sich in ihrer Wirkung auf die Querströmungen etwa entsprechen, wie es beispielsweise bei den Modelluntersuchungen für die Schleusenanlage Kostheim/Main [1] speziell nachgewiesen werden konnte (Abb.4).

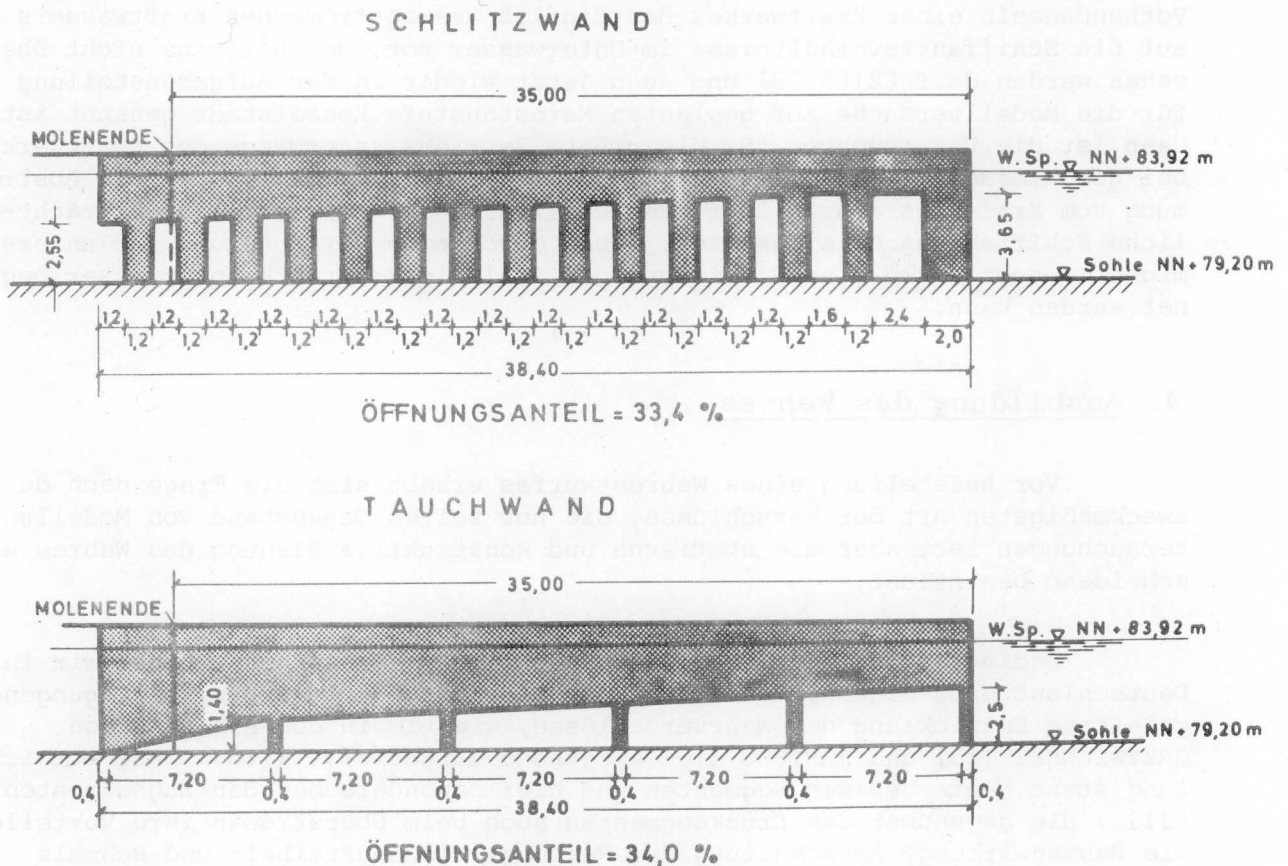


Abb. 4 Schlitzwand und Tauchwand aufgrund der Versuchsergebnisse für die Schleusenanlage Kostheim/Main

In beiden Fällen müssen aber die Öffnungen von der Sohle her etwa 2 m unterhalb des Wasserspiegels enden, damit ein vorbeifahrendes Schiff nicht von den Strömungsvorgängen im Bereich der Durchbrechungen gestört oder gar an die Mole gedrückt wird. Die Tauchwand hat unter Anlegung weiterer Maßstäbe aber den Nachteil, daß ihr Öffnungsverhältnis mit der Lage des Wasserspiegels und mit Eintiefungen oder Anlandungen an der Sohle empfindlicher reagiert als die Schlitzwand, die sich damit für die unterstromige Trennmole empfiehlt.

Im Unterwasser findet man mit umgekehrtem Vorzeichen eine grundsätzlich ähnliche Strömungssituation vor. Jetzt ist es die unterhalb der Trennmole folgende Erweiterung des Abflußquerschnittes, die eine Querströmung vor der Einfahrt bewirkt [26]. Auch hier kann durch eine aufgelöste Molenverlängerung Abhilfe geschaffen werden, die jedoch nur in wenigen Fällen



erforderlich ist, weil der untere Vorhafen schiffahrtsmäßig die geringeren Probleme aufwirft [18] und vor allem aber durch herkömmliche Maßnahmen weit besser beherrscht werden kann. Im allgemeinen führt hier die Zurücknahme oder Abflachung des dem Vorhafen gegenüberliegenden Ufers und eine Eintiefung der Sohle unterhalb des Wehres zum Ziel [2][8].

Da die Strömungsgeschwindigkeiten und damit die den Querströmungen innewohnenden Quergeschwindigkeiten mit der Größe des Abflusses zunehmen [18], ist für die hier behandelten Strömungserscheinungen in den Vorhafeneinfahrten der höchste schiffbare Wasserstand maßgebend. Nimmt man sich aber beim Vorhandensein eines Kraftwerkes den Einfluß des abströmenden Kraftwassers auf die Schifffahrtsverhältnisse im Unterwasser vor, der beileibe nicht übersehen werden darf [2][5][8] und auch jetzt wieder in der Aufgabenstellung für die Modellversuche zur geplanten Mainstaustufe Kesselstadt genannt ist, dann ist die Untersuchung für die größte Betriebswassermenge des Kraftwerkes bei geschlossenem Wehr zu führen. In ungünstigen Fällen verläuft die Abströmung vom Krafthaus schräg über den Schifffahrtsweg und verursacht beträchtliche Schifffahrtsschwierigkeiten, denen durch eine Verlängerung der unterstromigen Trennmole und eine Eintiefung der Sohle im Kraftwerksunterwasser begegnet werden kann.

#### 4. Ausbildung des Wehres

Vor Aufstellung eines Wehrentwurfes erhebt sich die Frage nach der zweckmäßigsten Art der Verschlüsse, die nur selten Gegenstand von Modelluntersuchungen ist, aber die statische und konstruktive Planung des Wehres entscheidend beeinflusst.

Bedingt durch die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse haben wir in Deutschland eine eigene, von statischen und hydromechanischen Überlegungen geleitete Entwicklung der Wehrverschlüsse, wie sie in den Arbeiten von GRZYWIENSKI [15] und HARTUNG [16] eingehend dargestellt wird. Diese Entwicklung steht heute bei den Segmenten und hier besonders bei den Zugsegmenten [21], die gegenüber den Drucksegmenten auch beim Überströmen ihre Vorteile, wie Rahmenwirkung, Ausschaltung der Reibung, Nischenfreiheit und schmale Pfeiler ohne Einschränkung behalten und eine dem Auge gefällige Unterwasseransicht bieten. Zugsegmente sind für alle in Frage stehenden Lichtweiten zwischen 16,0 und 24,0 m gleich günstig anwendbar [21], aber an Verschlusshöhen über 4,0 m gebunden, wenn die Wirtschaftlichkeit gewahrt bleiben soll. So sind beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße und bei der Umkanalisierung der unteren Fulda Zugsegmente geplant, die sich in einer eingehenden Untersuchung zur Wahl der Wehrverschlüsse als wirtschaftlichste Lösung zeigten [27].

Nach der Wahl der Verschlusart und von dieser streng abhängig folgt die Gestaltung der Wehrschwelle, die so geartet sein soll, daß sie eine Strahlablösung verhindert und auf der Wehrkrone nirgends ein Unterdruck entsteht. In vielen Fällen findet man schon mit den Hinweisen im Schrifttum (z.B. [12] [16] [17]) und mit einem gesunden Gefühl für Strömungsvorgänge eine strömungstechnisch saubere Form. Will man aus Kostengründen die Neigung der Wehrschwelle möglichst steil wählen, um dadurch zu einer Verkürzung der festen Wehrkonstruktion zu kommen, empfiehlt sich eine Untersuchung im hydraulischen Teilmodell, das möglicherweise schon für die Dimensionierung des Tosbeckens zur Diskussion steht. Im Nachtrag spricht ebenfalls noch für das Zugsegment, daß es eine steilere Wehrschwelle als andere Verschlusarten zuläßt [16].



Beim Wehrpfeiler, um ein weiteres, wichtiges Konstruktionselement zu nennen, hat sich vernünftigerweise der halbkreisförmig abgerundete Pfeilerkopf durchgesetzt, der gegen eine Schräganströmung, wie sie vor allem beim Verschluß einer Wehröffnung auftritt, am wenigsten empfindlich ist. Da sich um das Pfeileroberhaupt ein Hufeisenwirbelsystem ausbildet, das sehr stark auf die Sohle einwirkt, muß im Zuströmbereich des Wehres eine Befestigungsstrecke angeordnet werden, wobei der Bemessungsfall durch den Verschluß einer Wehröffnung gegeben ist, bei dem ein gedrungenes, breites Hindernis mit einer entsprechend starken Wirbelbildung vorliegt.

Für das Pfeilerende sollte möglichst eine rechteckige Form gewählt werden, die über ihre bautechnischen Vorteile bei der Schalung und beim Anschluß der Notverschlüsse hinaus auch unter Anlegung strömungstechnischer Maßstäbe und schon durch diese allein als günstig zu bezeichnen ist. Bei der rechteckigen Ausbildung des Unterhauptes liegen an den Kanten stabile Ablösungspunkte vor, so daß die Gefahr unstabiler Strömungsvorgänge im Unterwasser herabgesetzt wird. Es ist vorteilhaft, wenn das rechteckige Pfeilerende zum Unterwasser hin geneigt wird. Dadurch wird die Entstehung der Ablösungswirbel nach der Tiefe verzögert und eine Störung der Wirbelvorgänge im Pfeilernachlauf erreicht, was deren schnelleres Abklingen im Unterwasser zur Folge hat.

Die Frage nach der Pfeilerlänge führt uns wieder auf die Art der Verschlüsse, hängt aber auch mit der Form und der Länge des Tosbeckens zusammen. Abgesehen von den statischen Bedürfnissen läßt sich eine eindeutige Antwort ohne einen speziellen Modellversuch in Verbindung mit der Bemessung des Tosbeckens nicht finden, wenn auch die Untersuchungen für das geplante Rheinwehr Iffezheim gezeigt haben, daß eine Pfeilerlänge bis zum Sturzbettende hinsichtlich der Kolkbildung von Vorteil ist.

Bleiben wir bei der senkrechten Führung des Wehrabflusses, so kommen wir zwangsläufig zu den beiden Randpfeilern bzw. den Wehrwangen. Diese sollen im Oberwasser hochwasserfrei liegen, möglichst senkrecht sein und als Grundrißform empfiehlt sich eine Ellipse, die nach den umfangreichen Untersuchungen von ROUVE [24] [25] über den Strömungsverlauf an gekrümmten Wänden als sogenannte "kurze Ellipse" ausgebildet werden kann, wie sie aufgrund positiver Versuchsergebnisse auch beim Rheinwehr Iffezheim zur Ausführung kommt (Abb.5).

Wesentlich verwickelter sind die Verhältnisse im Unterwasser, da die vom Wehr an den seitlichen Rändern senkrecht gefaßte Strömung auf das normale Profil zurückgeführt werden muß, wobei Ablösungsvorgänge nicht vermieden werden können, die sehr gefährlich auf die bewegliche Sohle einwirken und in kritischen Fällen die Auskolkungen in der Wehrmitte an Ausmaß und Tiefe weit übertreffen [6] [14] (Abb. 6).

Im gezeigten Beispiel erkennt man deutlich den Zusammenhang zwischen den seitlichen Ablösungswalzen und den tiefen, dreidimensionalen Kolken unterstrom der beiden Randfelder des Wehres.

Bei der Ausbildung der unterstromigen Wehrwangen kommt es also darauf an, die unvermeidbaren räumlichen Strömungserscheinungen auf eine gerade noch vertretbare Mindestwirkung zurückzuhalten. Infolge der großen Zahl der maßgebenden Faktoren und ihrer wechselseitigen Beeinflussung kann diese Aufgabe nur mit Hilfe eines Modellversuchs geklärt werden.

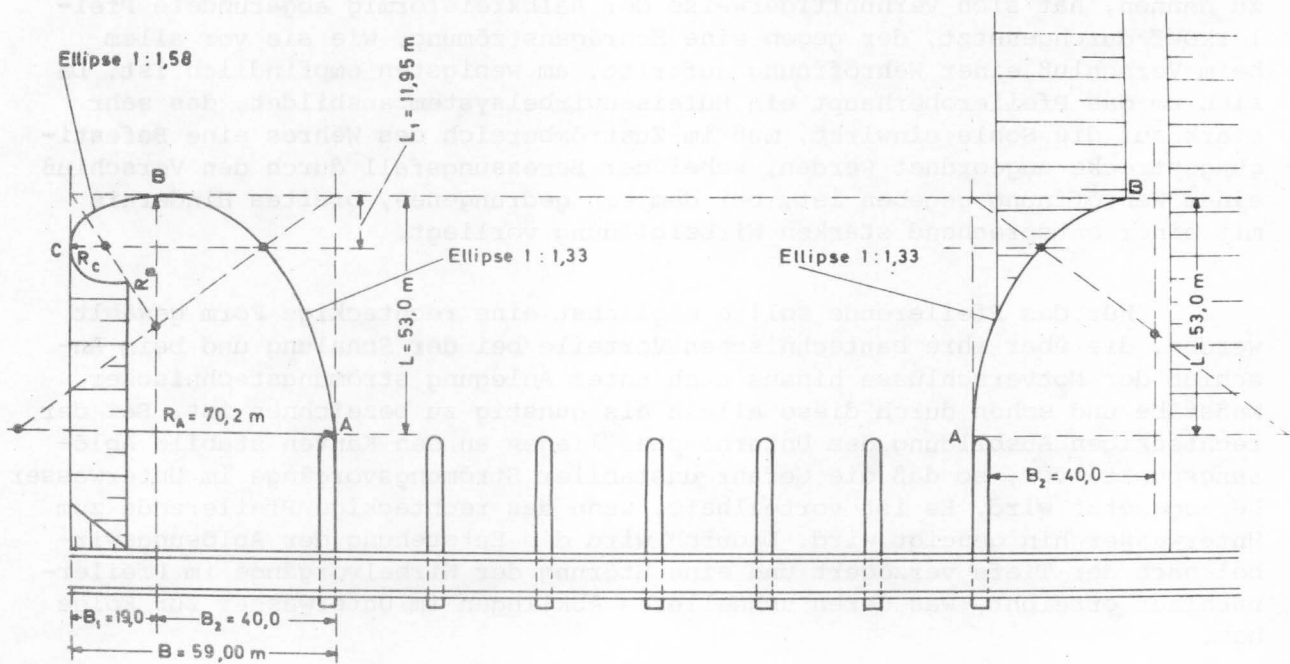


Abb. 5 Oberstromige Wehrwangen am Rheinwehr Iffezheim

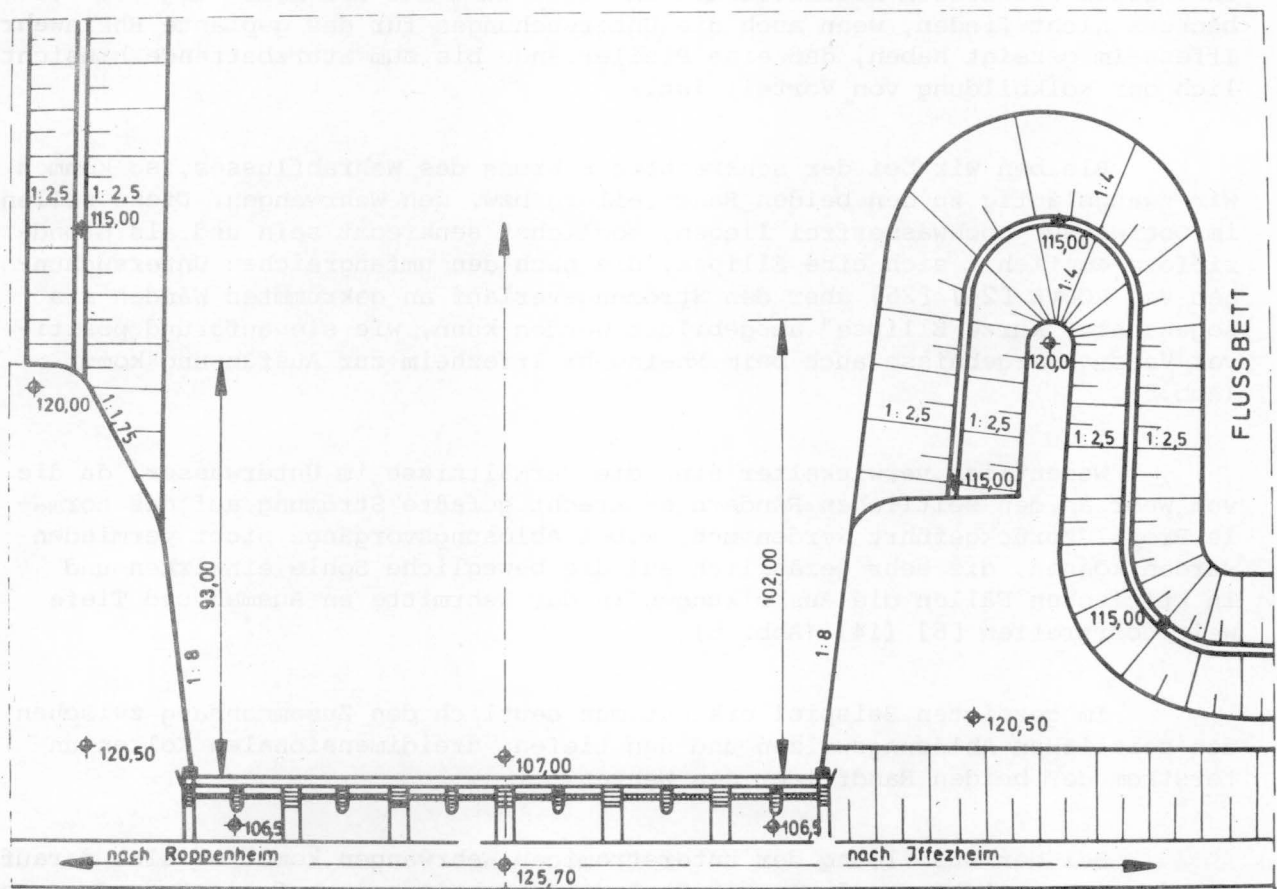


Abb. 7 Unterstromige Wehrwangen am Rheinwehr Iffezheim

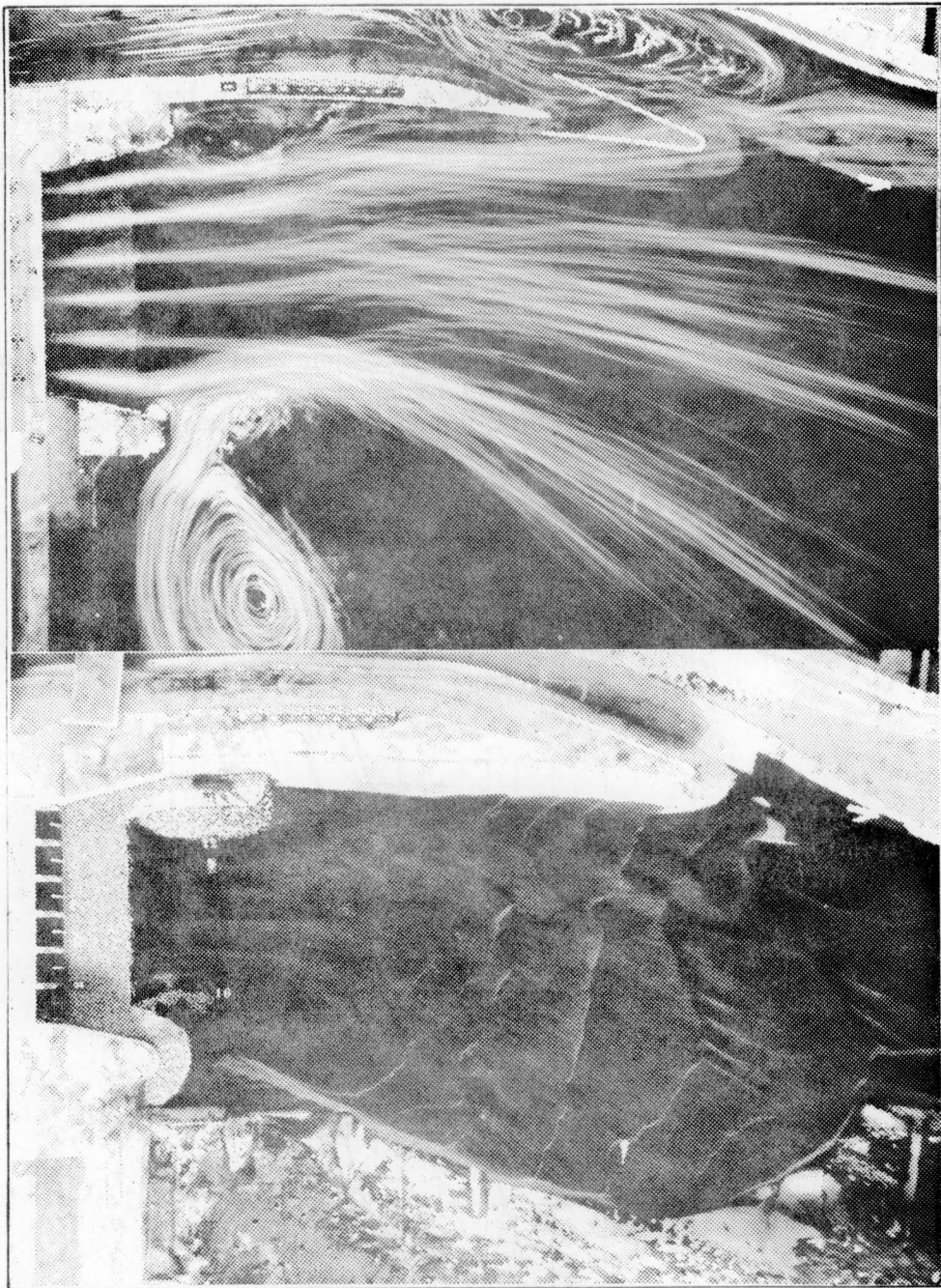


Abb. 6 Strömungsverlauf und Kolkbildung bei ungünstiger Ausbildung der unterstromigen Wehrwangen

Für das schon mehrmals genannte Rheinwehr Iffezheim ließ sich eine ausführungsfähige Lösung (Abb.7) nur Schritt für Schritt finden, da sich zeigte, daß schon mit den kleinsten baulichen Veränderungen beträchtliche Verschiebungen der Kolkvorgänge im Unterwasser verbunden sind. Generell brachten diese Versuche das Ergebnis, daß eine Verwindungsstrecke zwischen der senkrechten Begrenzung des Wehres und der Uferböschung in keiner Weise die Vorteile bringt, die man häufig von ihr erwartet.

Es steht außer Frage, daß in die räumlichen Strömungserscheinungen im Unterwasser auch die Art der Energieumwandlung im Tosbecken hineinspielt

[14] . Hiermit sind wir in unserer Betrachtung beim Tosbecken angekommen.

Die hydraulischen Forderungen an ein Tosbecken sind bekannt und ihnen wird auch durch eine Vielzahl von Bemessungsformeln und Berechnungsverfahren Genüge getan. Die Forderungen von der Bauseite her sind entgegengesetzt, da aus Kostengründen der Wunsch nach einem möglichst wenig eingetieften verhältnismäßig kurzen Sturzbett ohne Schikanen besteht. Den vermeintlichen Kompromiß kennen wir auch: Das konventionelle (meist eingetiefte) Tosbecken mit horizontaler Sohlplatte und rechteckiger Endschwelle, das in seiner Ausführungshäufigkeit alle anderen Arten von Tosbecken ohne Rücksicht auf deren Güte in der hydraulischen Wirksamkeit bei weitem übertrifft.

Dieses Tosbecken ist in den vergangenen zwei Jahrzehnten immer kürzer geworden, wie uns schon die Betrachtung von etwa 40 Anlagen zeigen kann, für die Modellversuche durchgeführt worden sind und deren Daten verfügbar waren (Abb.8).

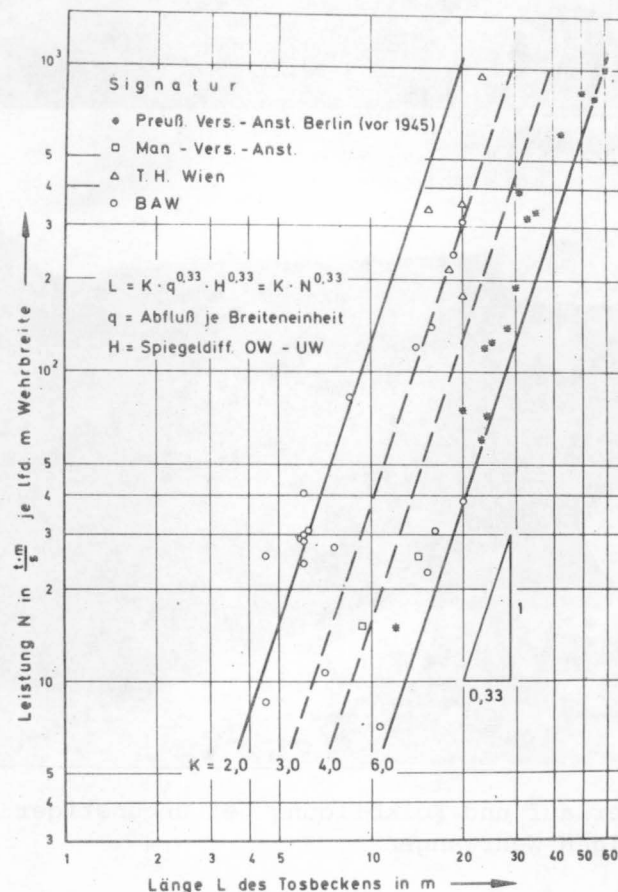


Abb. 8 Länge des Tosbeckens in Abhängigkeit von der Abflußleistung für etwa 40 im Modell untersuchte Wehranlagen

Stellt man die Länge des Tosbeckens der spezifischen Belastung der Wehranlage gegenüber, so findet man zunächst nur einen losen, durch eine große Streubreite gekennzeichneten Zusammenhang. Wenn man aber weiß, daß alle ganz rechts im Kurvenband liegenden Punkte vor dem Jahre 1945 Gegen-



stand von Modelluntersuchungen waren, während beispielsweise ganz links die Daten der Moselstaustufen liegen, dann läßt sich das vorliegende Material schon mit mehr Erfolg ordnen. Jetzt erkennen wir deutlich, daß die erforderliche Länge des Tosbeckens mit der Leistung der Wehranlage je lfdm Breite nach einer Potenzfunktion anwächst, jedoch linear mit einem Faktor  $K$  gekoppelt ist, der in den vergangenen Jahrzehnten immer kleiner geworden ist.

Bei dieser Entwicklung spielt ohne Zweifel die Erfindung der Befestigungsstrecke unterstrom des Tosbeckens eine Rolle, die das hydraulische Gewissen beruhigen konnte, wenn die Forderungen der Bauseite nach Verkürzungen und Vereinfachungen zu viel Gewicht erhielten. Wenn man so will, kann man die Befestigungsstrecke als scheinbare Verlängerung des Tosbeckens ansehen. Scheinbar deswegen, weil eine Befestigungsstrecke nie die hydraulische Wirksamkeit eines gut entworfenen Tosbeckens und vor allem nicht dessen Stabilität erreichen kann. Sie ist aber bautechnisch sehr einfach anzuordnen, wenn man von Steinschüttungen unter Wasser ausgeht und all die planerischen und konstruktiven Gesichtspunkte [7] außer acht läßt, von denen wir heute wissen, daß sie für den Bestand einer Befestigungsstrecke von ausschlaggebender Bedeutung sind. Es darf daran erinnert werden, daß wir uns im Unterwasser befinden, in dem die räumlichen Strömungsvorgänge mit ihren hohen Turbulenzen und starken Wirbelbildungen besonders heftig auf die Sohle einwirken. Will man aber eine Befestigungsstrecke so sorgfältig gegen alle Strömungserscheinungen wappnen, daß ihre Standsicherheit auch bei aussergewöhnlichen Belastungsfällen gewährleistet ist, dann klingen ihre sogenannten Vorteile ab und uns ist die Frage gestellt, ob nicht doch der Schritt zu einem längeren Tosbecken gewagt werden soll.

Auch ein anderer Gesichtspunkt spielt hier eine Rolle. Die Kolkbildung im Unterwasser kann durch eine gut ausgebildete Befestigungsstrecke wohl etwas ermäßigt und vom Wehr stromabwärts verlagert werden, aber verhindern läßt sie sich nicht. So stehen wir bei derartigen Anlagen vor der Situation, daß sich mit dem Tosbecken, der Befestigungsstrecke und dem anschließenden Kolkessel die Energieumwandlung in drei aufeinanderfolgenden Abschnitten vollzieht, von denen die beiden letzten Abschnitte mit den größten Risikofaktoren bezüglich der Standsicherheit der Unterwasserbauwerke des Wehres behaftet sind. Eine Verminderung dieser Risikofaktoren läßt sich mit letzter Konsequenz nur mit einer bedeutenden Verlängerung des Tosbeckens erreichen, wenn nicht sogar erst mit einer anderen Form, wobei zusätzlich auch Schikanen denkbar sind.

Ein erster Schritt auf diesem Weg stellt das Tosbecken für das geplante Rheinwehr Iffezheim dar, in dem Strahlaufreißer und Störkörper miteinander so ausgewogen wirken, daß sich bei allen im Modell betrachteten Abflußfällen die geringstmöglichen Sohlangriffe ergaben (Abb.9). Wohl finden wir auch hier wieder die ominöse Befestigungsstrecke, jedoch trägt diese ausschließlich den räumlichen Strömungsvorgängen an den unterstromigen Leitbauwerken Rechnung und ist aufgrund der Versuchsergebnisse im Flächenmodell konstruktiv so gestaltet, daß eine langzeitige Standfestigkeit erwartet werden kann. Es dürfte an dieser Stelle noch interessieren, daß die gewählte Tosbeckenlänge von 20 m (und nach Abb.8 der Faktor  $K = 3,0$ ) wieder auf die stärkere Beachtung der hydraulischen Bedürfnisse hinweist.

Auf einen anderen und vielversprechenden Weg führen uns die Untersuchungen von CSALLNER [3], GRZYWIENSKI [15] und HARTUNG [16], die auf ein muldenförmiges Tosbecken mit aufwärts geneigter Sohle ohne Endschwelle hinzielen. Dieses Tosbecken wurde zwar schon eingehend und mit viel Erfolg im



Labor untersucht, aber nur in ganz wenigen Fällen gebaut, so daß uns leider keine Freilandverfahren zur Verfügung stehen.

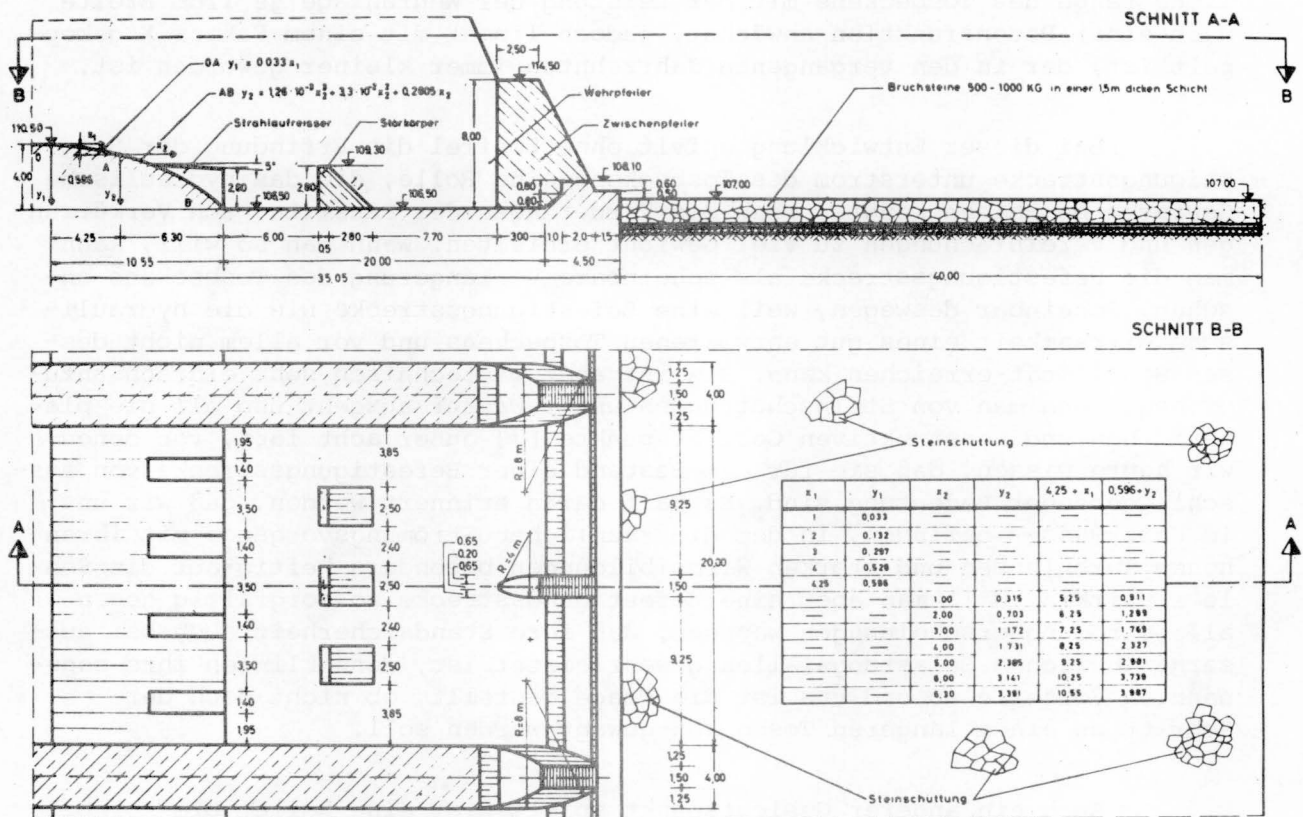


Abb. 9 Wehrschwelle, Tosbecken und Sohlensicherung am Rheinwehr Iffezheim

Wir wissen aber, was es mit dem konventionellen, meist zu kurzen Tosbecken draußen auf sich hat und die Sorgen um die ständige Kolkbildung sowie die laufenden Aufwendungen zu ihrer Behebung [7] sollen uns Anlaß genug sein, bei zukünftigen Aufgaben weniger konventionell zu sein, sondern freier von bautechnischen Einwänden ein Tosbecken zu planen, das die Hand eines fortschrittlichen, aber auch verantwortungsbewußten Hydraulikers erkennen läßt.

## 5. Schrifttum

- [1] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Schleusenanlage Kostheim/Main. Unveröffentlichter Bericht über Modelluntersuchungen (1965)
- [2] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU : Neue Staustufe Kleinostheim/Main. Unveröffentlichter Bericht über Modellversuche zur Verbesserung der Schiffsverkehrsverhältnisse im Unterwasser (1965)
- [3] CSALLNER, K. : Zur Frage der Tosbecken bei Flußwehren. Die Wasserwirtschaft 57 (1967) H.2, S.100-101
- [4] DEHNERT, H. : Verkehrswasserbau, Band II: Flußkanalisierung und Schiffsverkehrskanäle. Sammlung Göschen, Bd.597, Berlin 1950

- [5] DIETZ, J.W. : Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplan-Turbinen auf die Schiffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen. Mitt.Bl. der BAW 14 (1966), H.23, S.79-92
- [6] DIETZ, J.W. : Modellversuche über die Kolkbildung. Die Bautechnik 49 (1972), H.5, S.162-168 u. H.7, S.240-245
- [7] DIETZ, J.W. : Sicherung der Flußsohle unterhalb von Wehren und Sperrwerken. Wasserwirtschaft 63 (1973) H.3, S.76 - 83
- [8] DIETZ, J.W. : Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim. Mitt.Bl. der BAW 21 (1973), H.35, S.90-121
- [9] DORER, H. : Berechnung des nichtstationären Abflusses in nicht-prismatischen offenen Gerinnen. Mitt.Bl. der BAW 20 (1972), H.31, S.33-77
- [10] DORER, H. : Mathematische Modelle der Überlagerung von Sunk- und Schwallwellen in Wasserstraßen. Vortragsveranstaltung der BAW Karlsruhe 1973
- [11] DORER, H. : Combination of a physical and a mathematical river model with fixed bed. Internat. Symp. on River Mech., Bangkok, Jan.1973, Paper C 7
- [12] ENGEZ, N. : Über die Kronenform der Überfallwehre. Der Bauingenieur 36 (1961), H.11, S.426-429
- [13] FELKEL, K. : Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen. Mitt.Bl. der BAW 9 (1961), H.16, S.3-32
- [14] GARBRECHT, G. : Seitenkolke an Wehren, Abstürzen und Grundschnellen. Die Wasserwirtschaft 47 (1957), H.9, S.230-235
- [15] GRZYWIENSKI, A. : Neue Tendenzen in der Ausbildung von Flußkraftwerken und Schiffsschleusen. Wasserwirtschaft 54 (1964), H.6, S.160-170
- [16] HARTUNG, F. : Die Strömungstechnische Entwicklung in Konstruktion und Gestaltung der Staustufen. Tiefbau (1970) H.3, S.201-230
- [17] JAMBOR, F. : Mögliche Erhöhung und Entwicklung der festen Wehrschwelen sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktionen, im besonderen des Sektorwehres. Die Bautechnik 36 (1959), H. 6, S.221-228 und H. 8, S.297-300
- [18] JAMBOR, F. : Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten. Mitt.Bl. der BAW 8 (1960), H.15, S.3-13
- [19] LASAR, S. : Entwicklungstendenzen in der Schleusenhydraulik. Vortragsveranstaltung der BAW Karlsruhe 1973

- [20] MOSONYI, E. : Wasserkraftwerke, Band I: Niederdruckanlagen.  
2.Auflage. VDI-Verlag Düsseldorf 1966
- [21] MÜLLER, W. : Über das Zugsegment als Verschuß im Stahlwas-  
serbau. Die Wasserwirtschaft 57 (1967), H.11,  
S.385-392
- [22] PRESS, H. : Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen. 1.Auflage.  
Verlag Wilhelm-Ernst & Sohn, Berlin 1956
- [23] PRESS, H. : Wasserkraftwerke. 2.Auflage. Verlag Wilhelm  
Ernst & Sohn, Berlin 1967
- [24] ROUVE, G. : Der Krafthaustrennpfeiler. Strömungsverhältnis-  
se an gekrümmten Wänden. 145.Arbeit a.d. Theo-  
dor-Rehbock-Flußbaulaboratorium d. Universität  
Karlsruhe, Januar 1958
- [25] ROUVE, G. : Untersuchungen über den Krafthaustrennpfeiler.  
Die Wasserwirtschaft 50 (1960), H.4, S.90-95  
und H. 5, S.129-133
- [26] WIGAND, V. : Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den  
unteren Schleusenvorhöfen von Staustufen. Mitt.  
Bl. der BAW 4 (1956), H.6, S.17-23
- [27] WASSER- UND : Studie zur Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau  
SCHIFFFAHRTSAMT der Saar zur Schifffahrtsstraße. Unveröffentl.  
SAARBRÜCKEN Bericht vom September 1971.

Dr.-Ing. K. Felkel

## MODELLVERSUCHE MIT GRUNDSCHWELLEN UND SCHIFFFAHRT

### Model Tests with Ground Sills and Navigation

### Zusammenfassung

Für eine bestimmte Versuchsanordnung mit Grundschwellen auf einer festen Gerinnesohle wurden für verschiedene Abflüsse die Wasserspiegel, die Fließgeschwindigkeiten und der Verlauf von Bergfahrten eines frei fahrenden Modells eines Motorgüterschiffes gemessen.

Die Ergebnisse der Versuche weisen darauf hin, daß vor allem dann mit Störungen der Schifffahrt zu rechnen ist, wenn die Stromsohle zwischen den Grundschwellen wesentlich tiefer als deren Rücken liegt, welcher Zustand z.B. durch Sohlenerosion eintreten kann.

### Summary

For certain test arrangements with ground sills on a firm flume bottom the water levels, the flow velocities and the course of mountain passages of a freely navigating model of a motorized cargo vessel were measured for various discharges.

The results of the tests point out that disturbances of the navigation have to be counted upon above all, if the stream bottom between the ground sills is essentially deeper than their rear; a state, which can arise e.g. from bottom erosion.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	21
2. Das Modell und die Versuchsdurchführung	23
2.1 Das Gerinne und die Grundschwellen	23
2.2 Das Modellschiff	25
2.3 Überblick über die ausgeführten Versuche	27
3. Wasserspiegel	28
4. Fließgeschwindigkeiten	29
5. Fahrten des Schiffes	33
6. Schlußfolgerung	36
7. Schrifttum	37



## 1. Einleitung

Infolge fehlender Geschiebenachfuhr aus der oberhalb anschließenden, kanalisierten Strecke des Oberrheins vertieft sich durch den Abtransport des Kiesel die Stromsohle unterhalb der jeweils letzten Staustufe laufend. Als Maßnahmen gegen die Folgen der Sohlenerosion wurden bisher erörtert: Die Fortführung der Kanalisierung, die Abdeckung der Stromsohle mit einer auch als Sohlenpanzerung bezeichneten Abdeckschicht aus groben Steinen [5] sowie eine laufende maschinelle Geschiebeführung aus der Talaue ins Strombett [3], [4]. Als vierte Möglichkeit wurde in den letzten Monaten auch die Anordnung von Grundschwellen ins Auge gefaßt.

Man konnte sich dabei auf die Ergebnisse von speziell für den Oberrhein ausgeführten Modellversuchen beziehen. Über solche wurde im Jahre 1937 von H. STRAUB [15] und in den Jahren 1941 und 1942 von G. SCHNEIDER [12], [13] berichtet. Die Ergebnisse dieser Versuche werden auch von H. WITTMANN [18] und von M. OESTERHAUS und R. MÜLLER [10] genannt.

Daneben liegt aus dem Jahre 1972 eine Arbeit von P. VOLKART [17] über die Stabilisierung von Flußläufen mittels einer Folge von Querschwellen vor, der jedoch vorwiegend die Verhältnisse in Wildbächen zu Grunde gelegt wurden.

H. STRAUB führte zunächst Versuche in einer 7,50 m langen und 0,50 m breiten Glasrinne aus, und zwar im Maßstab 1:20 mit fester und mit beweglicher Sohle (Sand bis 5 mm Korndurchmesser), wobei jeweils 3 Grundschwellen eingebaut waren. Sodann schlossen sich Versuche in einer 35 m langen und 1,5 m breiten geraden Versuchsrinne an, bei denen die Auswirkungen verschiedener Grundschwellenabstände und -höhen untersucht und hierbei besonders die Ausbildung des Längsschnittes der Flußsohle und des Wasserspiegels sowie die Größe und der Verlauf der Geschiebebewegung festgestellt wurden. Das Längsgefälle (Die Verbindung der Grundschwellenrücken) betrug dabei stets 1:700. Die Felder zwischen den Grundschwellen wurden mit geschlämmtem Braunkohlengrus verfüllt. Modellschiffe wurden bei den Versuchen nicht eingesetzt.

Die wichtigsten Ergebnisse seiner Modellversuche faßte STRAUB wie folgt zusammen, wobei er auch Ergebnisse früherer Untersuchungen des Karlsruher Flußbaulaboratoriums [11] heranzog:

- Durch den Einbau einer Grundschwelle in eine Flußstrecke entsteht ein ungleichförmiger Abfluß über der Schwelle, der über der Schwellenkronen den Wasserspiegel senkt und die Geschwindigkeit vermehrt.
- Bei mehreren Grundschwellen wird der Wasserspiegellängsschnitt in Stauhaltungen aufgeteilt und das Wasserspiegelgefälle an den Schwellen vereinigt.
- Bleiben die Grundschwellenkronen auf fester Höhe, so wird der Wasserspiegel über den Schwellen ebenfalls auf fester Höhe gehalten. In dem Grundschwellenfeld kann sich der Wasserspiegel mit zunehmender Austiefung senken, jedoch nicht unter die Höhe, die durch den Rückstau der nächsten stromabwärts liegenden Schwelle bedingt ist.
- Der Sohlenlängsschnitt wird durch eine Grundschwelle maßgebend beeinflusst, indem bei geringer Geschiebeführung auch beim strömenden oder gewellten Abfluß unterhalb der Grundschwelle Kolke auftreten, die zum Nachsacken der

Schwelle führen können und daher laufend Unterhaltungsarbeiten erfordern.

- Bei Verringerung des Grundswellenabstandes wird der Wasserspiegelabsturz beim Übergang der Haltungen, die Wasserspiegelabsenkung in den Haltungen und die Kolktiefe unterhalb der Schwellen kleiner. Die Geschiebefracht ist, solange eine genügende Geschiebezufuhr von oberstrom her besteht, vom Grundswellenabstand unabhängig. Bei unzureichender Geschiebezufuhr haben Grundswellen in engen Abständen eine vermehrte Kolkwirkung und Geschiebefracht zur Folge.
- Die Zunahme der Grundswellen wirkt sich auf die Abflußform über den Schwellen und die Kolktiefe unterhalb der Schwellen nicht aus. Der Beginn der Geschiebewanderung wird durch höhere Grundswellen verzögert und die Geschiebefracht wesentlich vermindert.
- Die Beschleunigung des Wassers über der Schwellenkronen beeinflusst die Schifffahrt. Durch Verkleinerung des Grundswellenabstandes kann der an einer Grundschwelle vereinigte Absturz in mehrere kleinere Abstürze aufgelöst werden.

Bei den Versuchen von G. SCHNEIDER wurden die Grundswellen in Gruppen zusammengefaßt, zwischen denen jeweils möglichst lange unverbaute Strecken verbleiben, in denen später die Schifffahrt unter Verwendung des Ankers noch manövrieren kann. Bei den im Maßstab 1:40 nur mit fester Sohle in einer 50 m langen und 2,50 m breiten Rinne durchgeführten Modellversuchen wurden 10 Grundswellenanordnungen hinsichtlich der Wasserspiegelbildung, der Strömungsgeschwindigkeiten und des Schiffswiderstandes untersucht. Es wurden Modelle eines Raddampfers, eines 1350 t-Kahnes und eines Schleppers entgegen der Strömung über die Schwellengruppen hinweggeführt und die dabei erforderliche Zugkraft mittels einer Blattfeder laufend registriert. Die relativ günstigsten Ergebnisse erbrachte eine Anordnung von zwei Grundswellengruppen auf rd. 1000 m Flußlänge (eine mittlere Windungslänge des Niedrigwasserbettes), wobei jede Gruppe aus fünf in einem gegenseitigen Abstand von 30 m angeordneten Grundswellen besteht. Die zu erwartende Wassertiefe über den Schwellen lag etwa bei 2,50 m beim Abfluß von 540 m<sup>3</sup>/s in Basel.

In einem von G. SCHNEIDER [14] wiedergegebenen Bericht vom 10.11.1945, in dem die Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH Zürich im Auftrag des Eidgen. Amtes für Wasserwirtschaft Stellung zu den zuletzt behandelten Versuchen mit Grundswellengruppen nahm, stellte sie fest, daß sich bei der Nachrechnung der für Güterboote und Schlepper für eine Tonne Ladung auf Grund der Modellversuche und unter Annahme einer angemessenen Fahrgeschwindigkeit notwendigen Maschinenleistung Werte von rd. 2,3 bis 3 PS/t für Güterboote und 2 PS/t für Schleppzüge ergaben. In beiden Fällen handele es sich um ein Vielfaches der vor der Regulierung notwendigen Maschinenleistung. Zusammenfassend wurde von der ETH der Schluß gezogen, daß ein anderes System zur Sicherung der Sohle gegen die fortschreitende Erosion gefunden werden muß.

Die genannten Untersuchungsergebnisse lassen darauf schließen, daß durch eine Folge von Grundswellen zwar die Erosion zwischen ihnen nicht verhindert wird, daß jedoch über ihnen der Wasserspiegel in einer bestimmten Höhe gehalten werden kann. Es stellt sich ein ungleichförmiger, über den Grundswellen beschleunigter Abfluß ein. Für einen schiffbaren Fluß ist die Wirkung der Grundswellen auf das über sie fahrende Schiff von

ausschlaggebender Bedeutung. Während STRAUB keine Versuche mit Schiffen durchführte, beziehen sich die Versuche von SCHNEIDER vorwiegend auf Gruppen von mehreren Grundschwellen.

Die wenigen Versuchsergebnisse reichen für eine endgültige Beurteilung der Auswirkungen einzelner Grundschwellen auf die Fahrt der Schiffe nicht aus. Falls man eine solche Lösung in Erwägung zieht, bedarf es vor der Entscheidung noch umfangreicher Versuche im Modell und evtl. auch in der Natur.

Nun werden in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) derzeit in einer 45 m langen und 2,5 m breiten, geraden Versuchsrinne Versuche über die Wirkung von Buhnen auf den Abfluß durchgeführt. Der Verfasser nutzte diese Gelegenheit, verlängerte die Buhnen zu Grundschwellen, bestimmte den sich nunmehr ergebenden Verlauf der Wasserspiegel und der Fließgeschwindigkeiten und führte anschließend Bergfahrten mit einem ebenfalls vorhandenen ferngesteuerten Modellschiff durch.

Diese Testversuche erbrachten eine Reihe von Ergebnissen, wie sie in dieser Form, nämlich für frei über Grundschwellen fahrende Schiffe, bisher nicht vorliegen, die aber von praktischer Bedeutung für weitere Entscheidungen, z.B. auch hinsichtlich der Durchführung umfangreicherer Versuche, sein können, weshalb darüber nachstehend berichtet wird.

## 2. Das Modell und die Versuchsdurchführung

### 2.1 Das Gerinne und die Grundschwellen

Die Versuche fanden in einer 45 m langen und 2,50 m breiten Betonrinne statt, deren Sohle eine Längsneigung von 0,595 ‰ aufwies. Der Durchfluß wurde ihr über ein Meßwehr zugeführt. Eine verstellbare Klappe am Rinnenende gestattete hier das Einstellen des Wasserstandes. In gleichbleibenden Abständen von jeweils 5,0 m waren über der Rinnenachse stationär Spitzentaster angeordnet.

Die Grundschwellen bestanden aus Beton, hatten einen trapezförmigen Querschnitt und eine Höhe von 7 cm. Die Abb. 1 zeigt die Querschnitte der Grundschwellen und des Gerinnes sowie die Anordnung im Grundriß. Es wurden Versuche mit Grundschwellenabständen von 2,00 m und von 4,00 m durchgeführt. Abb.2 zeigt die Versuchsrinne, allerdings mit eingebauten Buhnen.

Die Abflüsse, die Wasserspiegellagen und die Fließgeschwindigkeiten sind nach dem FROUDE'schen Ähnlichkeitsgesetz in die Natur übertragbar. Für eine gewählte Proportion zwischen einander entsprechenden Längen  $L$  in Natur und Modell  $\alpha = L_{\text{Natur}}/L_{\text{Modell}}$  ergeben sich für die Umrechnung die Faktoren

für Längen	$\alpha^1$
für Zeiten und Geschwindigkeiten	$\alpha^{0,5}$
für relative Gefälle	$\alpha^{0=1}$
für Flächen	$\alpha^2$
für Durchflüsse	$\alpha^{2,5}$
für Kräfte	$\alpha^3$

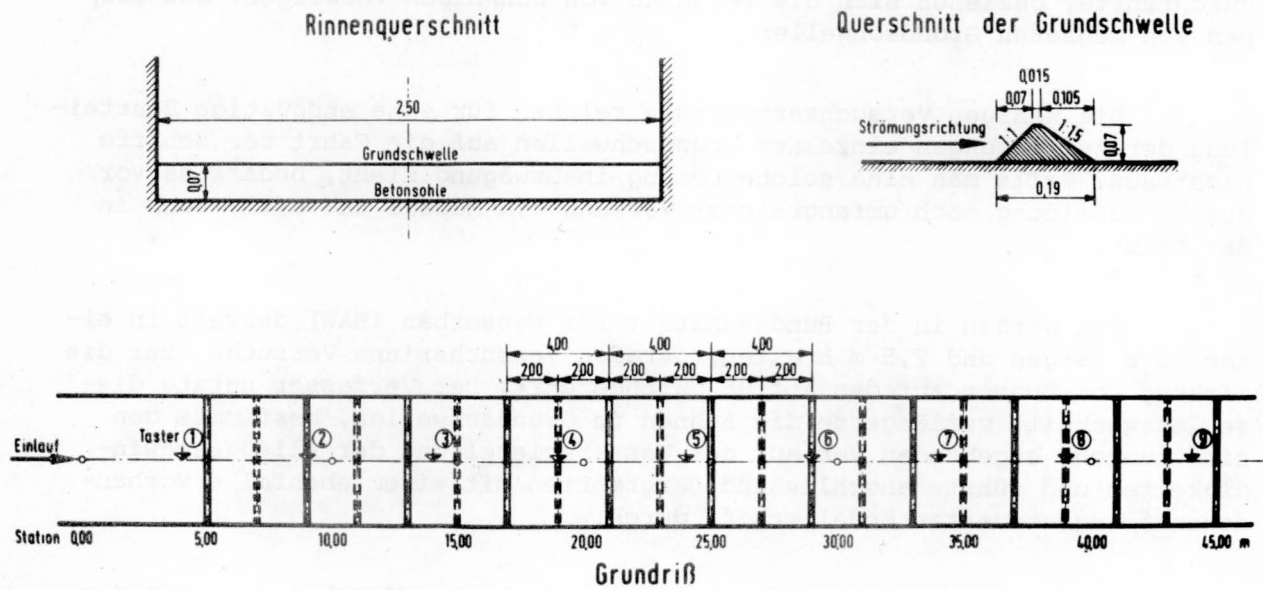


Abb. 1 Querschnitte und Grundriß der Versuchsanordnung

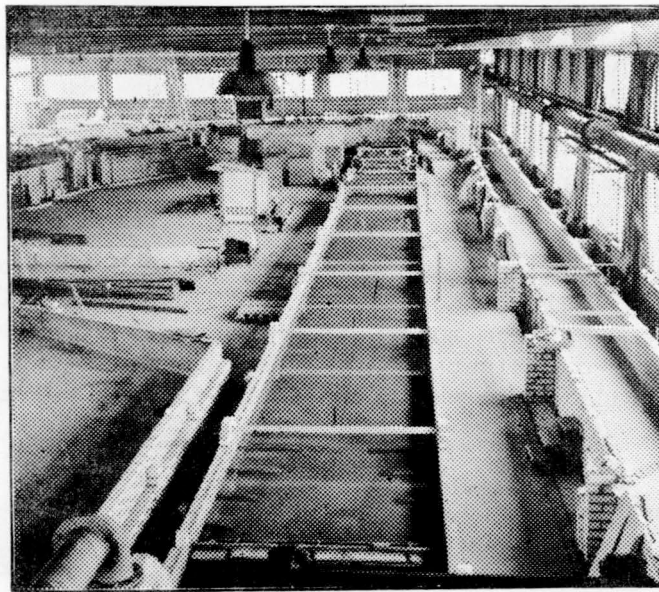


Abb. 2 Lichtbild der Versuchsrinne

Bezieht man alle Größen auf den für das eingesetzte, im nächsten Abschnitt beschriebene Modellschiff geltenden Verkleinerungsmaßstab  $1:66 \frac{2}{3}$ , so erhält man, in die Natur übertragen,

die Länge der Rinne zu	3000 m
die Breite der Rinne zu	$166 \frac{2}{3}$ m
die Höhe der Querswellen zu	$4 \frac{2}{3}$ m.



## 2.2 Das Modellschiff

Eingesetzt wurde ein frei fahrendes, ferngesteuertes und maßstabsgerecht  $66 \frac{2}{3}$ -fach verkleinertes Modell eines Motorgüterschiffs vom Typ "Johann Welker" (Länge 80 m, Breite 9,50 m, Tiefgang bei den Versuchen 2,5m). Dieses Modellschiff ist im Aufsatz [1] ausführlich beschrieben.

Zum Unterschied zu den Versuchen von SCHNEIDER, wurde der Schiffswiderstand nicht als Kriterium verwendet, da von vornherein im nach dem FROUDE'schen Gesetz arbeitenden Modell ein stark verkleinertes Schiff keine Naturähnlichkeit bezüglich des Antriebs und der Schiffswiderstände erwarten läßt. Man hat vielmehr den Propellerschub des Modells jeweils so kalibriert, daß sich in Modellen des Rheins bei Bingen [2], [7] und bei Kaub [6] in Strecken, die in Natur und Modell übereinstimmten, analoge Fahrgeschwindigkeiten über Grund ergaben. Zu diesem Zwecke wurden vorher in den genannten Rheinstrecken Fahrten des gleichen Schiffstyps ausgeführt, wobei die Schiffsposition in kurzen Zeitabständen laufend vom Flugzeug aus photographiert wurden. Derjenige Propellerschub, der in den Rheinmodellen naturähnliche Fahrten ergab, wurde sodann in einer Kalibrierrinne im Stand gemessen und konnte später immer wieder überprüft und eingestellt werden. Abb. 3 zeigt das Modellschiff im Binger-Loch-Modell bei der Bergfahrt vor dem Mäuseturm.

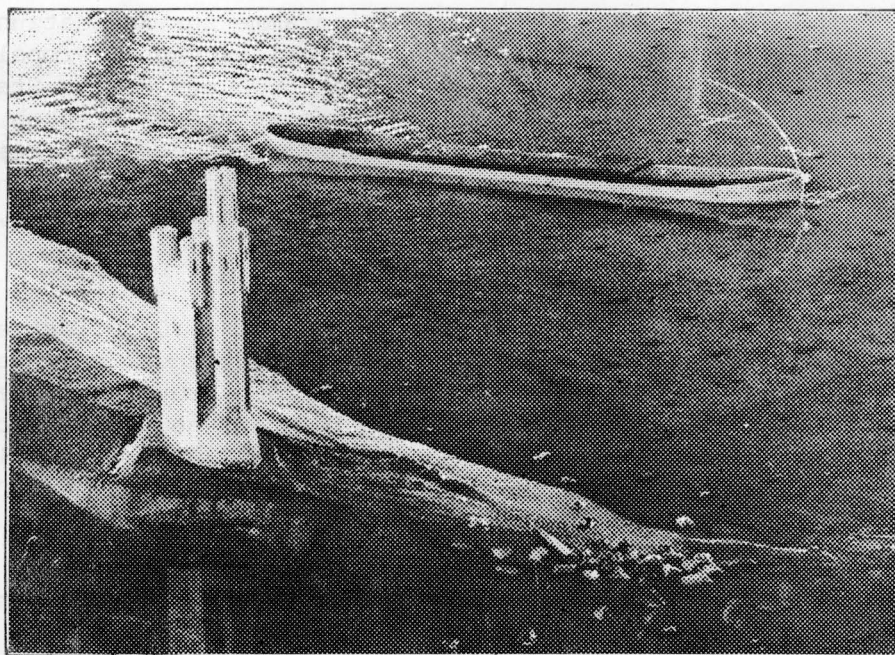


Abb. 3 Lichtbild des Modellschiffes vom Typ "Johann Welker" im Modell der Binger-Loch-Strecke des Rheins während der Bergfahrt vor der Mäuseturminsel

Von Interesse war, wie das stark verkleinerte Schiff auf Veränderungen der Gerinnegeometrie und besonders auf wechselnde Wassertiefen anspricht. Die Ergebnisse diesbezüglicher Versuche im 2,50 m breiten Gerinne ohne Einbauten sind in Abb.4 wiedergegeben.



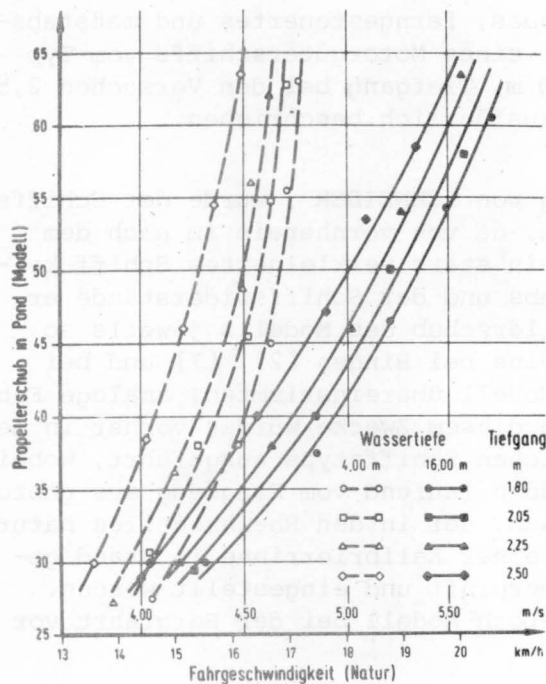


Abb. 4 Fahrgeschwindigkeit des 66 2/3-fach<sup>e</sup> verkleinerten Modellschiffes vom Typ "Johann Welker" in flachem und tiefem ruhendem Wasser bei verschiedenen Tiefgängen und in Abhängigkeit von dem im Stand gemessenen Propellerschub

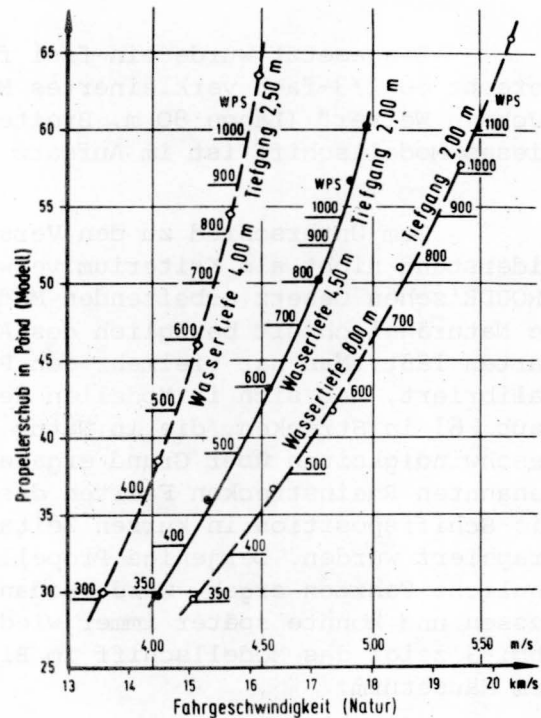


Abb. 5 Diagramme zur Abschätzung der Wellenleistung am Propeller des Prototyps aus dem im Stand gemessenen Propellerschub des 66 2/3-fach verkleinerten Modellschiffes vom Typ "Johann Welker". Tiefgänge: 2,00 m und 2,50 m

Darin sind die bei Wassertiefen von 4,00 m und 16,00 m festgestellten Fahrgeschwindigkeiten für jeweils vier Tiefgänge aufgetragen. Verändert wurden ferner die während einer Fahrt konstant gehaltenen Propellerdrehzahlen, aus denen sich der jeweils an einer Federwaage im Stand gemessene Propellerschub ergab. Er ist auf der Ordinatenachse aufgetragen. Abb. 5 enthält eine entsprechende Darstellung auch für Fahrten mit einem Tiefgang von 2,00 m und Wassertiefen von 4,50 m und 8,00 m.

Die Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg (VBD) hat u.a. für den gleichen Schiffstyp "Johann Welker" mit zwei Propellern ohne Düsen Propulsionsmessungen an großen Modellen durchgeführt [8], [9] und dabei die bei verschiedenen Wassertiefen und Tiefgängen erreichbaren Schiffsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Wellenleistung am Propeller (WPS) angegeben. In Abb. 5 sind nun an Punkten mit übereinstimmenden Relationen zwischen Tiefgang, Wassertiefe und Schiffsgeschwindigkeit die von der VBD ermittelten Wellenleistungen an die in der BAW gewonnenen Kurven angeschrieben. Auf diese Weise gelingt es, unter Umgehung von Propulsionsmessungen, die am 1:66 2/3 verkleinerten Modellschiff keine Analogie erwarten lassen, für bestimmte Tiefgang-Wassertiefen-Verhältnisse dem Modellstandsschub eine in der Natur entsprechende Wellenleistung am Propeller angenähert zuzuordnen. Diese Abschätzung ist erforderlich, um zu beurteilen, über welche Wellenleistungen am Propeller die Schiffe bei der Bergfahrt im Rhein unter bestimmten Verhält-

nissen verfügen müssen, um die Grundschwellen aus eigener Kraft überwinden zu können.

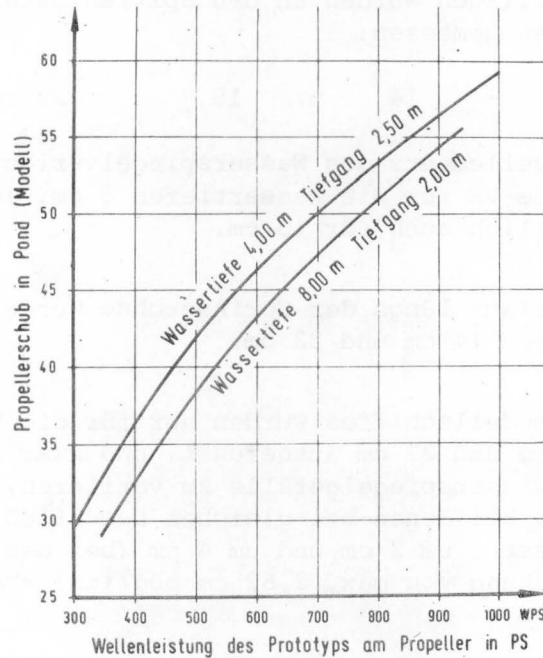


Abb. 6 Relation der Wellenleistung des Prototyps am Propeller in PS zu dem im Stand gemessenen Propellerschub des Modellschiffes im Maßstab 1:66  $\frac{2}{3}$

Wassertiefe: 8,00 m - Schiffstiefgang: 2,00 m und  
Wassertiefe: 4,00 m - Schiffstiefgang: 2,50 m

In Abb. 6 ist die auf diese Weise ermittelte Relation zwischen dem Propellerstandschub des Modellschiffes in Pond und der damit annähernd korrespondierten Wellenleistung am Propeller des Schiffes in der Natur einmal für den Tiefgang  $T = 2,50$  m und 4,00 m Wassertiefe und zum anderen für  $T = 2,00$  m und 8,00 m Wassertiefe in PS aufgetragen. In den Anlagen, in denen die Ergebnisse der Schiffsversuche dargestellt sind, ist jeweils der dabei im Stand eingestellte Propellerschub des Modellschiffes in Pond angegeben. Die Darstellung in Abb. 6 kann dazu benutzt werden, diesem Modellstandschub eine ihm angenähert entsprechende Wellenleistung des großen Schiffes zuzuordnen. Bei Wassertiefen über 8 m ist kein wesentlicher Tiefeneinfluß mehr zu erwarten [16].

### 2.3 Überblick über die ausgeführten Versuche

Bei der Versuchsreihe 1 (VR 1) betrug der Abstand zwischen den Grundschwellen 2,00 m im Modell (umgerechnet mit dem Maßstab 1:66  $\frac{2}{3}$  entsprechend 133  $\frac{1}{3}$  m). Für diese Ausbildung wurden keine Fahrten des Modellschiffes ausgeführt, sondern nur Wasserspiegellagen und Strömungsgeschwindigkeiten gemessen.

Bei der Versuchsreihe 2 betrug der Abstand zwischen den Grundschwellen

4,0 m im Modell (umgerechnet mit dem Maßstab 1:66  $\frac{2}{3}$  entsprechend 266  $\frac{2}{3}$  m). Hierfür wurden neben den Messungen der Wasserspiegellagen und der Strömungsgeschwindigkeiten auch Fahrten des Modellschiffes in größerer Anzahl ausgeführt.

Die Wasserspiegellagen wurden an den Spitzentastern bei beiden VR für folgende Wassertiefen gemessen:

8 - 11 - 14 - 18 - 22 cm.

Detaillierte Nivellements des Wasserspiegelverlaufs über der Grundschwelle wurden für beide VR für die Wassertiefen 8 cm, 14 cm und 22 cm ausgeführt, bei VR 2 zusätzlich auch für 18 cm.

Der Isotachenverlauf längs der Gerinneachse wurde gemessen für beide VR für die Wassertiefen 14 cm und 22 cm.

Meßfahrten des Modellschiffes wurden nur für die VR 2 und bei den Wassertiefen 14 cm, 18 cm und 22 cm ausgeführt, und zwar mit verschiedenem Propellerschub. Um das Wasserspiegelgefälle zu variieren, wurden zusätzlich Meßfahrten durchgeführt, bei denen bei gleichem Durchfluß der Wasserspiegel am letzten Spitzentaster um 2 cm und um 4 cm (bei der Ausgangstiefe von 14 cm war nur eine Absenkung von max. 2,62 cm möglich) abgesenkt wurde.

### 3. Wasserspiegel

Für die durchschnittlichen Wassertiefen von 8 cm, 14 cm und 22 cm

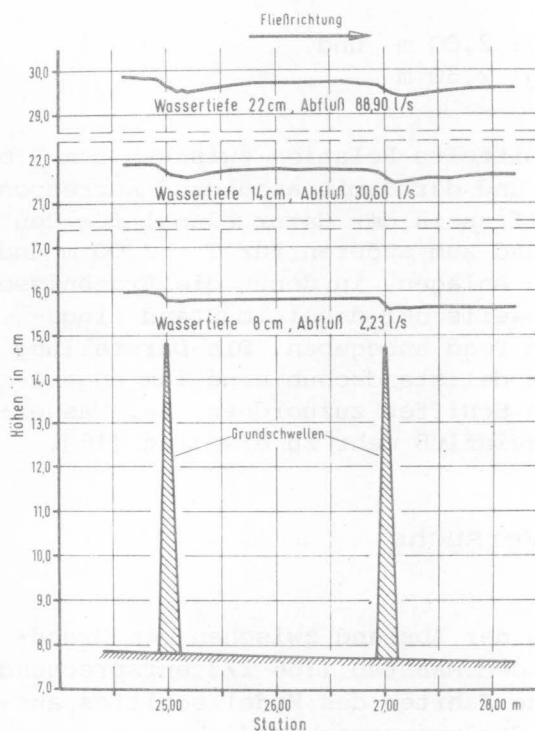


Abb. 7 Wasserspiegellängenprofile.  
Grundschwellenabstand: 2,00m,  
Wassertiefen: 8, 14 u. 22 cm

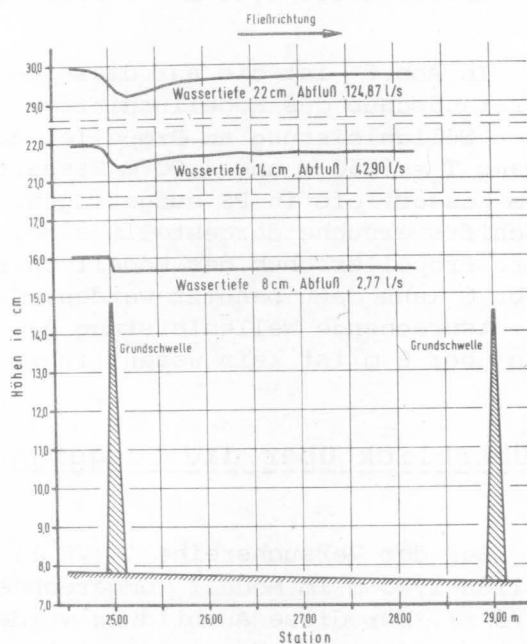


Abb. 8 Wasserspiegellängenprofile.  
Grundschwellenabstand: 4,00 m,  
Wassertiefen: 8, 14 und 22 cm

wurden die sich über und zwischen den Grundschnellen ausbildenden Wasserspiegellagen in Rinnenachse vermessen, wobei im Bereich der Schnellen die Abstände der Meßpunkte zu 5 cm gewählt wurden. Die Meßergebnisse sind in den Abbildungen 7 und 8 graphisch dargestellt. Es geht daraus deutlich die sich über und kurz hinter der Schnelle ausbildende örtliche Absenkung des Wasserspiegels hervor, an die sich nach unterstrom meist eine Strecke mit Gegengefälle anschließt.

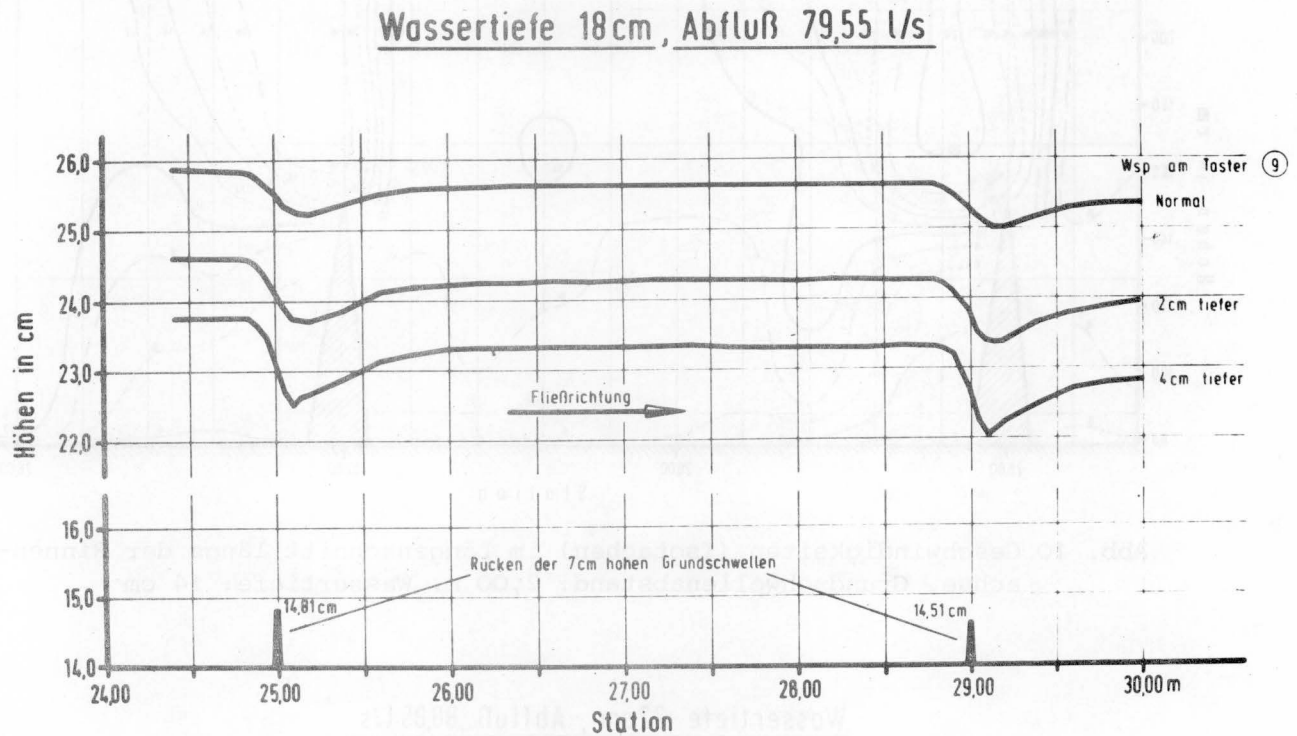


Abb. 9 Wasserspiegellängenprofile. Grundschnellenabstand: 4,00 m  
Wassertiefe des obersten Wasserspiegels: 18 cm  
Höhen am Taster (9) Normal ( $\pm 0$  cm), - 2 cm und - 4 cm

In Abb. 9 sind entsprechende Meßergebnisse auch für die durchschnittliche Wassertiefe von 18 cm enthalten, wobei zusätzlich zwei Wasserspiegel mit verstärktem Gefälle erfaßt sind. Dieses wurde beim gleichen Durchfluß dadurch hergestellt, daß die Klappe am Rinnenende so abgesenkt wurde, daß sich am untersten Taster Nr. 9 um 2 und 4 cm tiefere Wasserstände einstellen. Über der Grundschnelle bei der Station 25,00 m trat beim zuletzt genannten Wasserspiegel eine örtliche Einsenkung von 12,5 mm auf (im Maßstab 1:66  $\frac{2}{3}$  übertragen entspricht dem 0,83 m).

#### 4. Fließgeschwindigkeiten

Die Abb. 10 bis 13 zeigen Linien gleicher Fließgeschwindigkeiten (Isotachen) für den Längsschnitt in der Rinnenachse. Die örtlichen Geschwindigkeiten wurden in allen Schnittpunkten des eingezeichneten Netzes mit einer Zylindermeßsonde gemessen. Die Isotachen liefern ein anschauliches Bild der Geschwindigkeitsverteilung. Bei Wassertiefen, die doppelt so groß sind wie die Höhe der Grundschnelle (Abb. 10 und 12) treten kurz hinter dieser etwa doppelt so großen Fließgeschwindigkeiten auf als in der Mitte zwischen den Grundschnellen.

Wassertiefe 14 cm , Abfluß 30,60 l/s

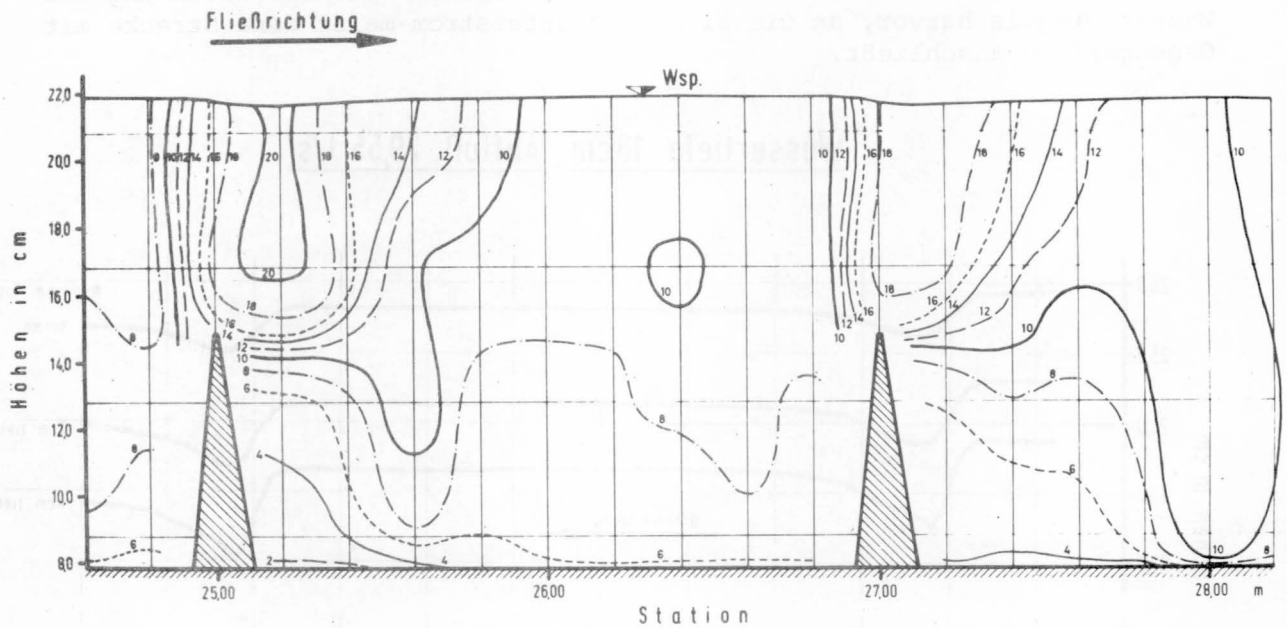


Abb. 10 Geschwindigkeiten (Isotachen) im Längenschnitt längs der Rinnenachse. Grundschwellenabstand: 2,00 m. Wassertiefe: 14 cm

Wassertiefe 22cm , Abfluß 88,85 l/s

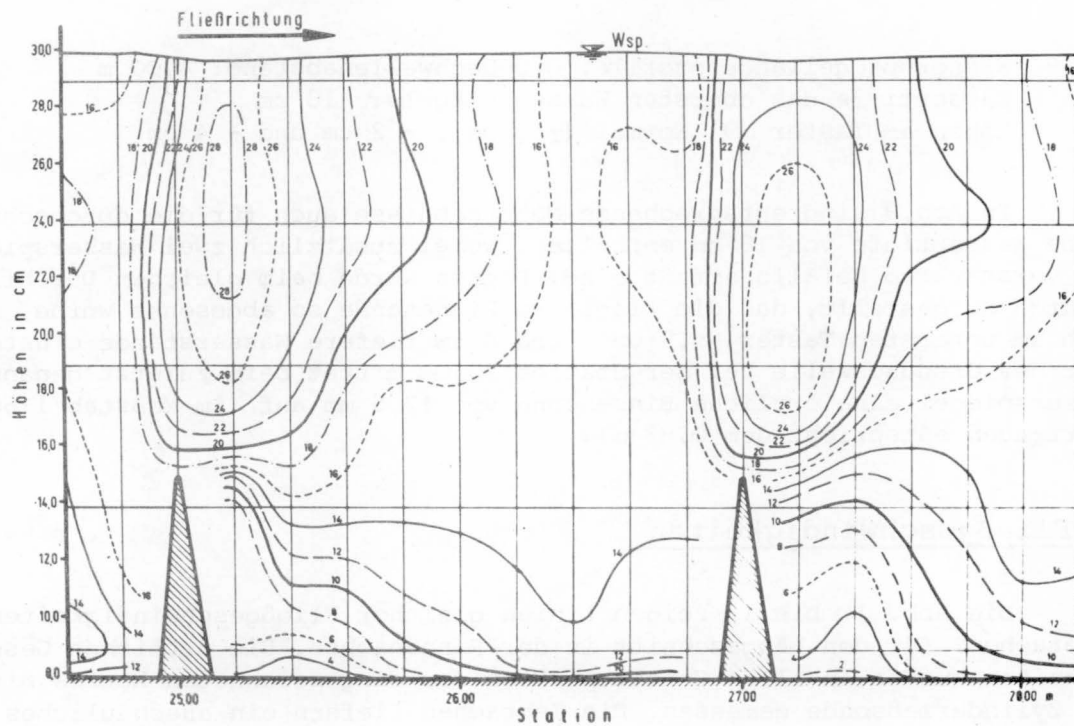


Abb. 11 Geschwindigkeiten (Isotachen) im Längenschnitt längs der Rinnenachse. Grundschwellenabstand: 2,00 m. Wassertiefe: 22 cm



Wassertiefe 14cm , Abfluß 42,90 l/s

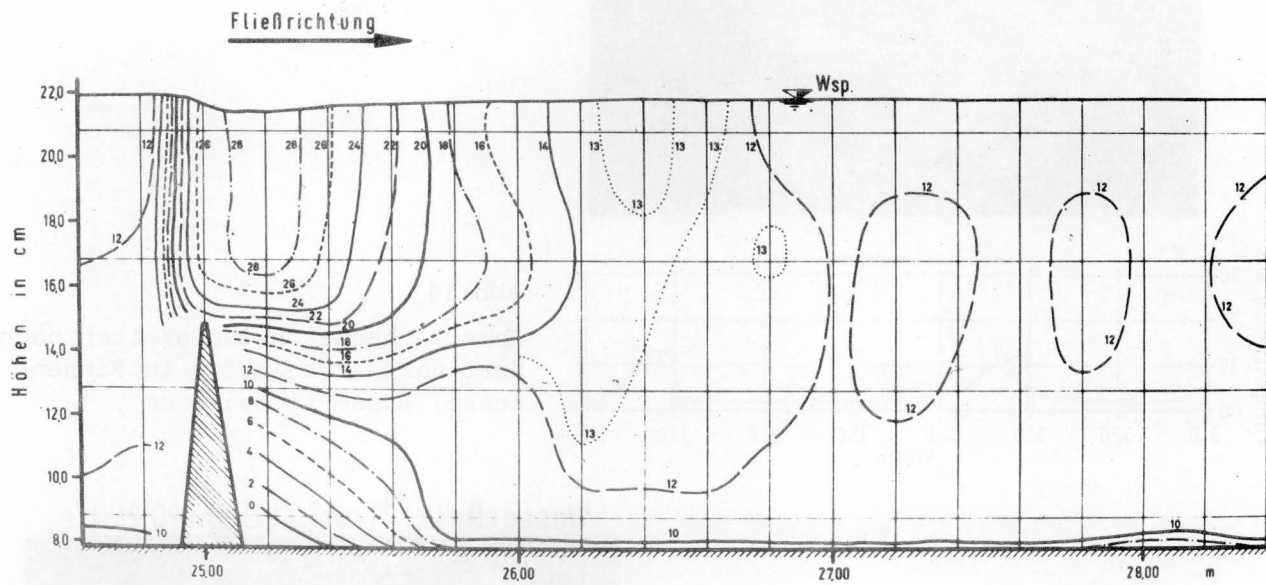


Abb. 12 Geschwindigkeiten (Isotachen) im Längenschnitt längs der Rinnenachse. Grundschwellenabstand: 4,00 m. Wassertiefe: 14cm

Wassertiefe 22cm , Abfluß 124,87 l/s

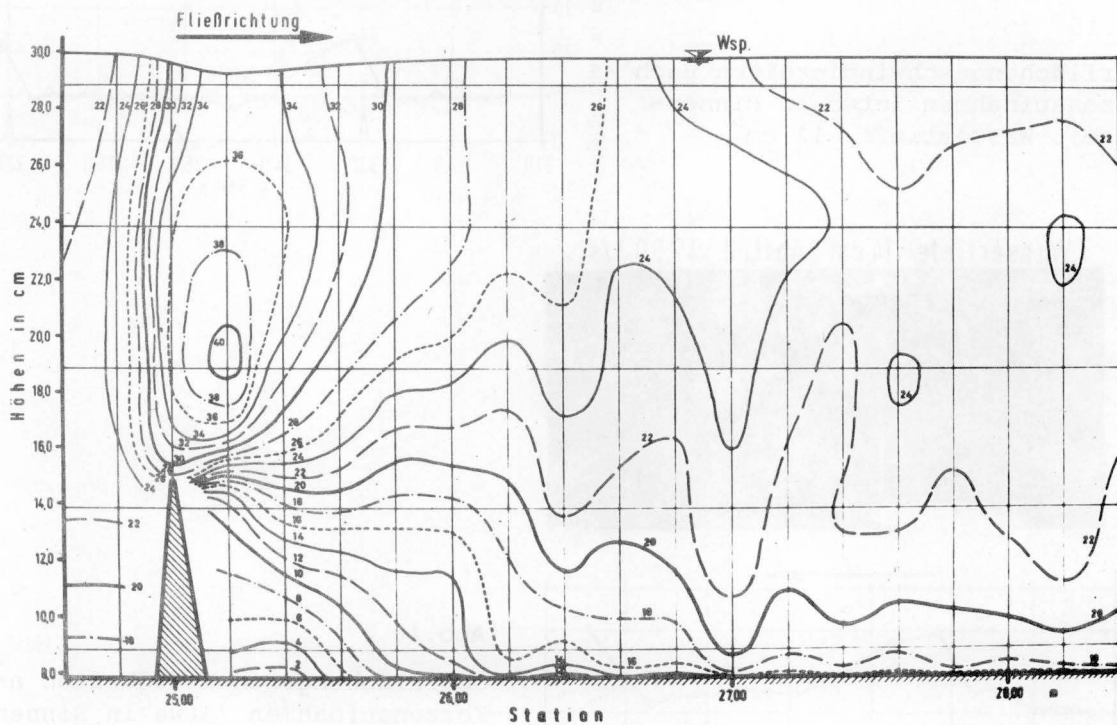


Abb. 13 Geschwindigkeiten (Isotachen) im Längenschnitt längs der Rinnenachse. Grundschwellenabstand: 4,00 m. Wassertiefe: 22 cm

Wassertiefe 8 cm, Abfluß 2,77 l/s

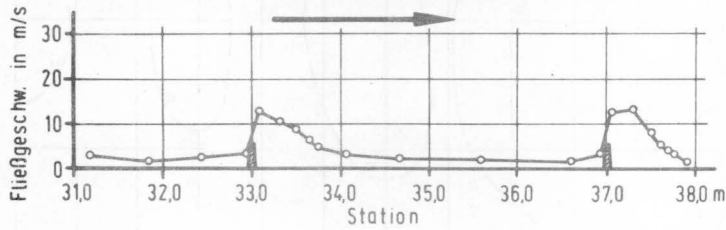
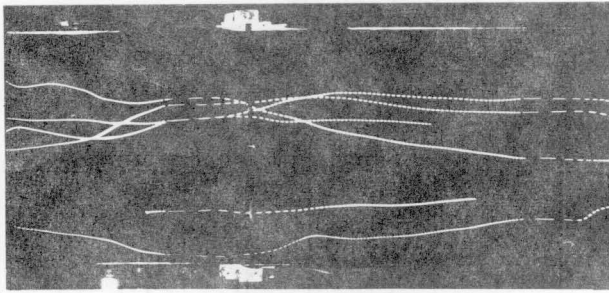


Abb. 14

Oberflächengeschwindigkeiten nach Kerzenaufnahmen (etwa in Rinnen-achse). Wassertiefe: 8 cm

Wassertiefe 11 cm, Abfluß 20,24 l/s

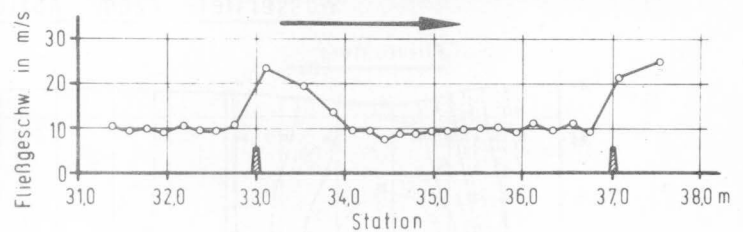
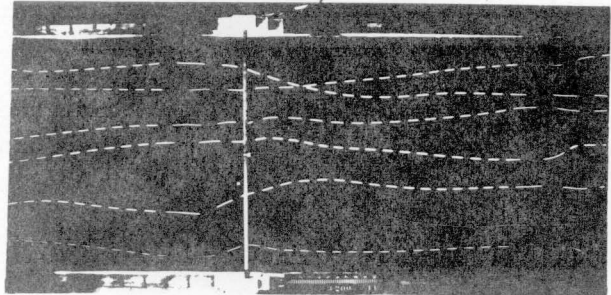


Abb. 15

Oberflächengeschwindigkeiten nach Kerzenaufnahmen (etwa in Rinnen-achse). Wassertiefe: 11 cm

Wassertiefe 14 cm, Abfluß 42,90 l/s

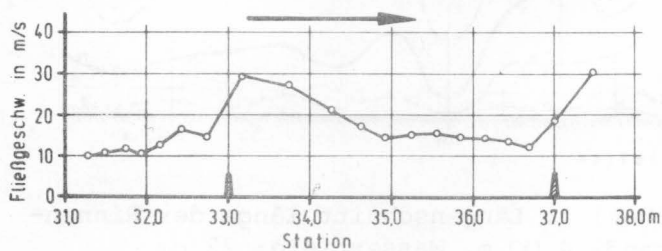
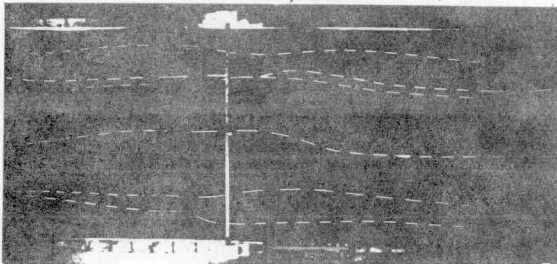


Abb. 16

Oberflächengeschwindigkeiten nach Kerzenaufnahmen (etwa in Rinnen-achse). Wassertiefe: 14 cm

Ein ähnliches Ergebnis liefern die in den Abb.14 bis 16 enthaltenen, intermittierend aufgenommenen Bahnen von Oberflächenschwimmern (brennenden Kerzen), wobei die Objektive der Kameras von einem elektrischen Zeitgeber je 1 Sekunde lang geöffnet und geschlossen wurden, so daß die Länge der weißen Striche beim Vergleich mit dem mitphotographierten Maßstab m/s angeben. Für die Bahnen in der Nähe der Rinnenachse sind in den Abb. die den Lichtbildern entnommenen Oberflächengeschwindigkeiten jeweils darunter aufgetragen und man erkennt auch aus dieser Darstellung die erhebliche Vergrößerung der Fließgeschwindigkeiten über und vor allem kurz hinter den Grundswellen.

Diese starken örtlichen Gefälle- und Geschwindigkeitssteigerungen an den Grundswellen können nicht ohne Auswirkungen auf die Flußsohle und auf die Schifffahrt bleiben. Was die Fahrt der Schiffe anbelangt, zeigen dies die im folgenden behandelten Fahrten des Modellschiffes.

## 5. Fahrten des Schiffes

Die Bergfahrten des Modellschiffes wurden in ähnlicher Weise wie die zuletzt genannten Schwimmer intermittierend photographiert. Das Modellschiff wies hierfür mittschiffs auf jeder Seite ein helles Positionslicht auf.

Wassertiefe 14 cm, Abfluß 42,90 l/s

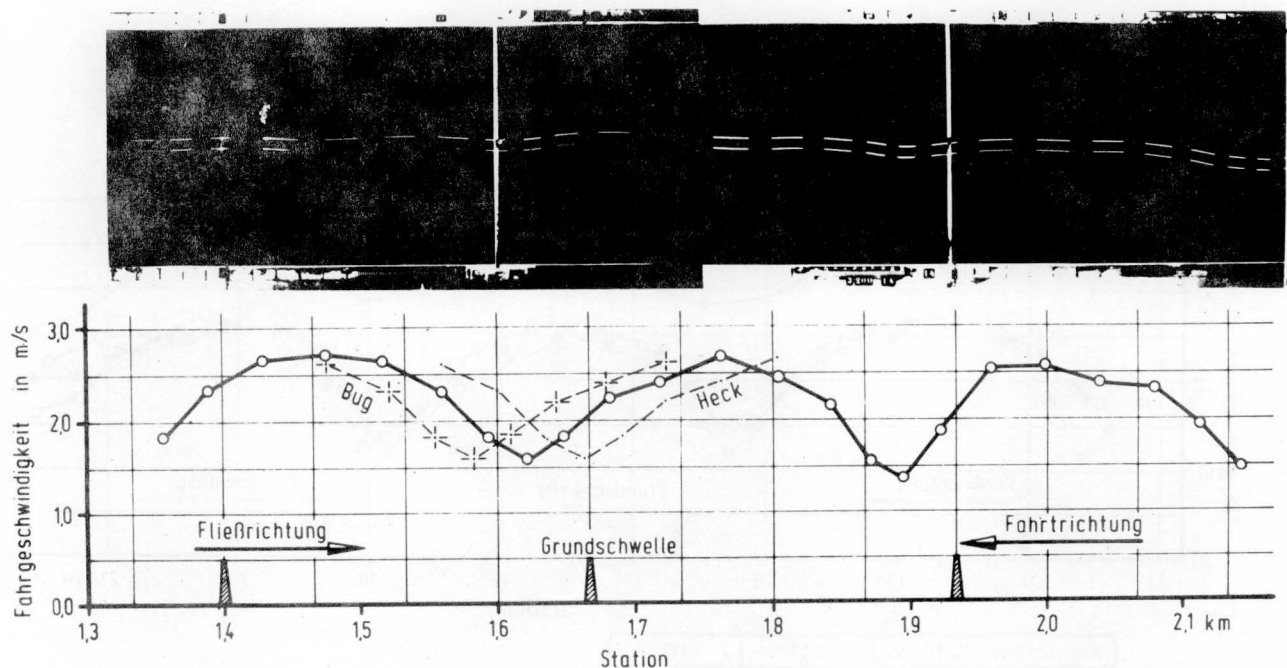


Abb.17 Fahrtgeschwindigkeit über Grund. Wassertiefe: 14 cm, Wsp-Gefälle: 0,97 %, Schraubenschub: 35 p

In der Abbildung 17 ist ein Beispiel für die während der Meßfahrten aufgenommenen Lichtbilder wiedergegeben. Unter dem Lichtbild sind die daraus ausgewerteten Fahrtgeschwindigkeiten über Grund aufgetragen, und zwar an derjenigen Stelle des Längsschnittes, an der sich im entsprechenden Zeitpunkt die Schiffsmittle befand. Außerdem sind stellenweise die Positionen von Bug

und Heck eingetragen. Zum Unterschied zu den Angaben in den vorangegangenen Abbildungen, sind hier und in den folgenden die Schiffsgeschwindigkeiten und Positionen für den Verkleinerungsmaßstab des Modellschiffes (1:66 2/3) in Naturwerte umgerechnet.

Allen Fahrten ist die sich laufend ändernde Größe der Schiffsgeschwindigkeit gemeinsam. Sie erreicht ihren größten Wert kurz bevor der Bug des zu Berg fahrenden Schiffes in die aus den Isotachenplänen erkennbare Zone vergrößerter Fließgeschwindigkeiten hinter der Grundschwelle eintritt.

Das Minimum der Schiffsgeschwindigkeit (Fahrt über Grund) wird erreicht, wenn sich das Heck des Schiffes kurz vor oder über der Grundschwelle befindet. Die Differenzen zwischen den Maximal- und den Minimalwerten der Schiffsgeschwindigkeit werden umso größer, je kleiner die Antriebsleistung des Schiffes und je größer das Fließgefälle ist. Mittels der bereits beschriebenen, durch eine Wasserspiegelsenkung um 2 cm und 4 bzw. 2,67 cm am Rinnenende bewerkstelligten Gefällevergrößerung sowie einer Verminderung des Schraubenschubs wurde bei einigen untersuchten Wassertiefen ein Zustand erreicht, bei dem das Schiff nicht mehr über die Grundswellen hinwegkam.

Die Modellfahrten sind zusammengefaßt wiedergegeben für die Wassertiefe 14 cm in Abb.18, für die Wassertiefe 18 cm in Abb. 19 und für die Wassertiefe 22 cm in Abb. 20. Man kann daraus auch erkennen, bei welchen untersuchten Kombinationen die Bergfahrt des Modellschiffes nicht mehr möglich war.

### Wassertiefe 14cm, Abfluß 42,90 l/s

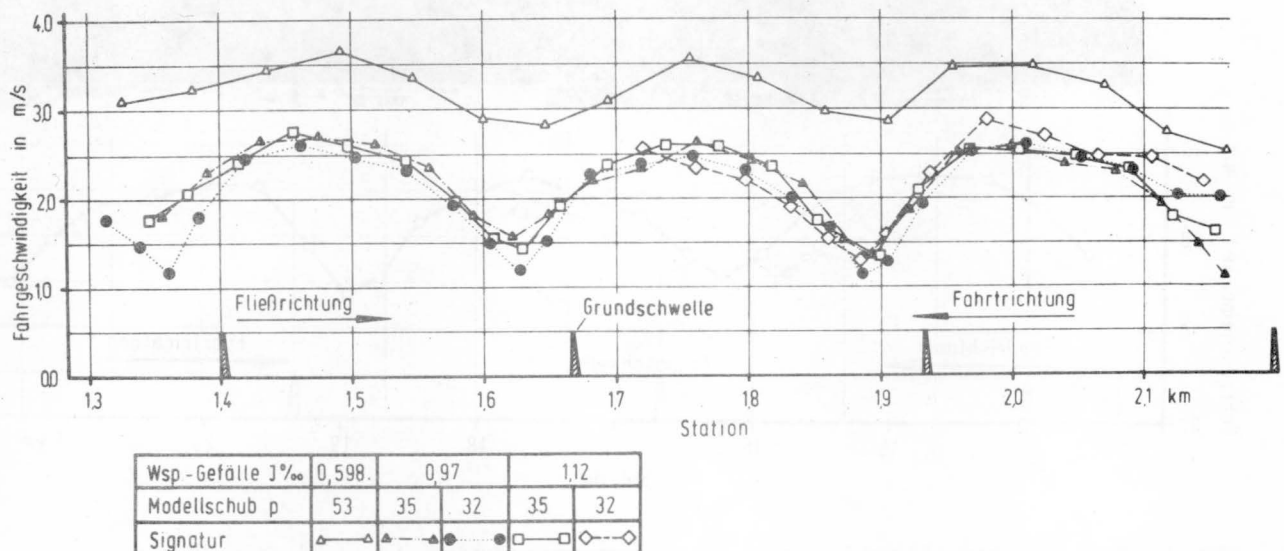
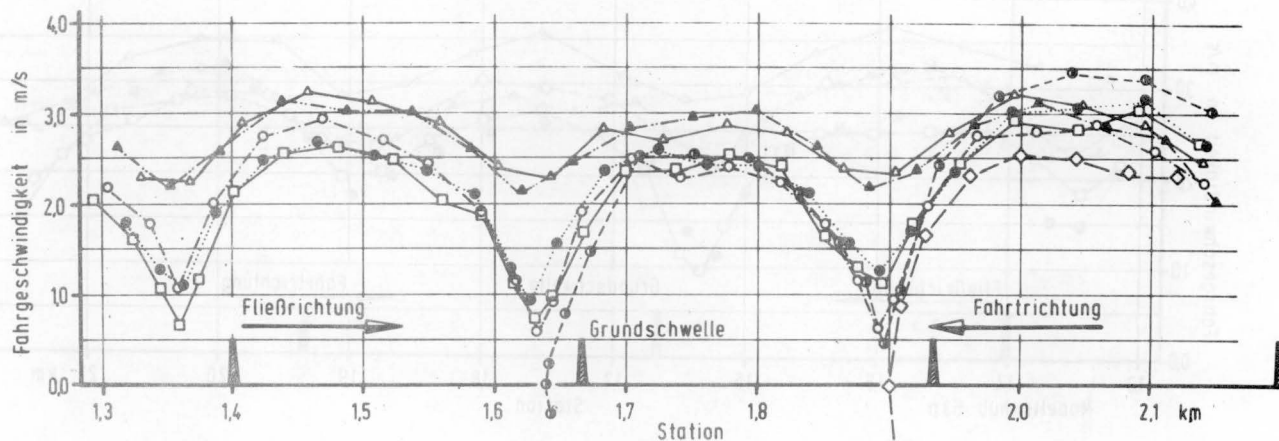


Abb.18 Zusammenstellung der Fahrsgeschwindigkeiten über Grund für 5 Bergfahrten bei einer Wassertiefe von 14 cm

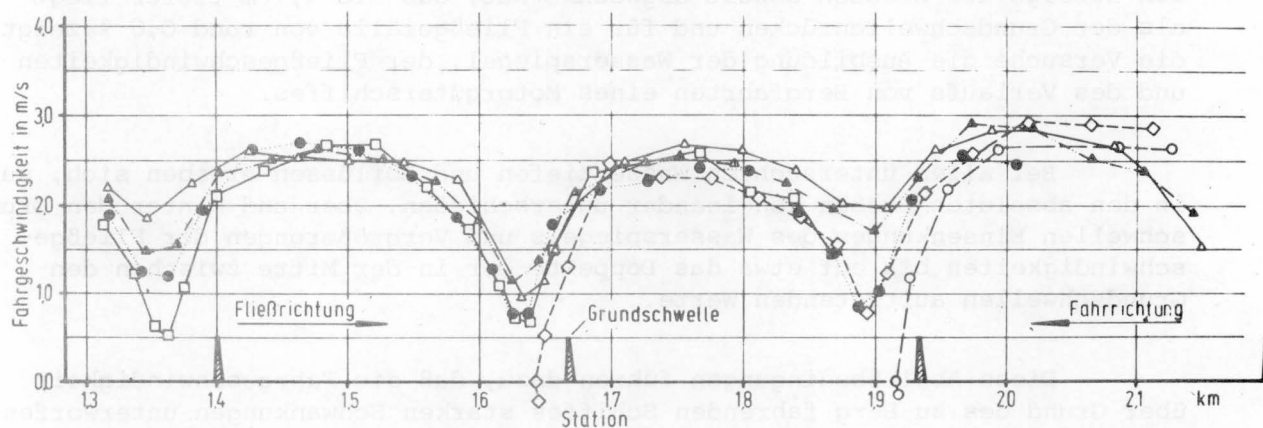
Wassertiefe 18cm, Abfluß 79,55 l/s



Wsp.-Gefälle ‰	0,598	0,882			1,265
Modellschub p	53	45	42	40	53
Signatur	—△—△—△—	—●—●—●—	—□—□—□—	—◇—◇—◇—	—○—○—○—

Abb.19 Zusammenstellung der Fahrgeschwindigkeiten über Grund für 7 Bergfahrten bei einer Wassertiefe von 18 cm

Wassertiefe 22cm, Abfluß 124,87 l/s



Wsp. Gefälle ‰	0,598	0,843			1,152
Modellschub p	53	53	50	49	53
Signatur	—△—△—△—	—●—●—●—	—□—□—□—	—◇—◇—◇—	—○—○—○—

Abb.20 Zusammenstellung der Fahrgeschwindigkeiten über Grund für 6 Bergfahrten bei einer Wassertiefe von 22 cm



In Abb. 21 schließlich sind alle mit dem Propellerschub von 53 p ohne Gefällsverstärkung durchgeführten Fahrten zusammengestellt und man erkennt, wie mit zunehmender Wassertiefe und Strömungsgeschwindigkeit die Fahrt über Grund langsamer wird und die Schwankungen der Fahrgeschwindigkeit zunehmen.

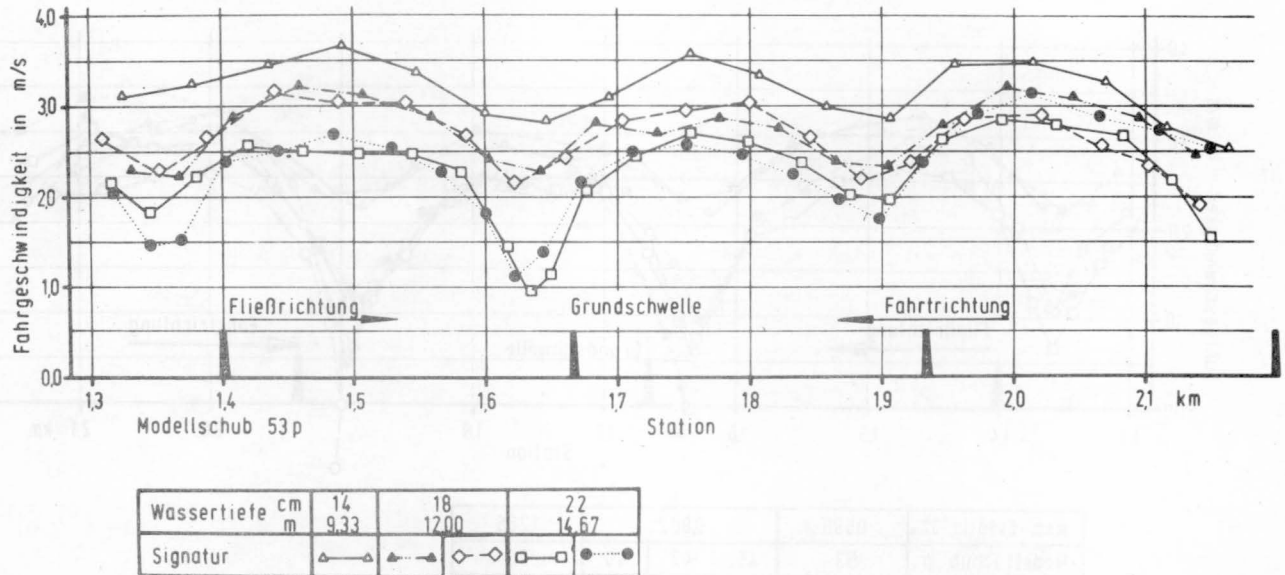


Abb. 21 Zusammenstellung der Fahrgeschwindigkeiten über Grund für alle Fahrten mit einem Schraubenschub von 53 p  
Wsp-Gefälle: 0,598 %, Wassertiefen: 14 cm, 18 cm und 22 cm

## 6. Schlußfolgerung

Für einen angenommenen Zustand, bei dem sich die Stromssole zwischen den im Abstand von 133,3 m oder 266,7 m angeordneten einzelnen Grundschwellen zufolge der Erosion soweit abgesenkt hat, daß sie 4,7 m tiefer liegt als der Grundschwellenrücken und für ein Fließgefälle von rund 0,6 % zeigten die Versuche die Ausbildung der Wasserspiegel, der Fließgeschwindigkeiten und des Verlaufs von Bergfahrten eines Motorgüterschiffes.

Bei allen untersuchten Wassertiefen und Abflüssen ergaben sich, nur in den absoluten Größen voneinander unterschieden, über und hinter den Grundschwellen Einsenkungen des Wasserspiegels und Vergrößerungen der Fließgeschwindigkeiten bis auf etwa das Doppelte der in der Mitte zwischen den Grundschwellen auftretenden Werte.

Diese Abflußbedingungen führen dazu, daß die Fahrgeschwindigkeit über Grund des zu Berg fahrenden Schiffes starken Schwankungen unterworfen ist und über den Grundschwellen erheblich verzögert wird. Unter bestimmten Verhältnissen, nämlich bei geringen Antriebsleistungen des Schiffes oder/und Gefällleverstärkungen, kam das frei fahrende Modellschiff über die Grundschwelle nicht mehr hinweg.

Die Ergebnisse der dargelegten Testversuche weisen darauf hin, daß dann mit Störungen der Schifffahrt zu rechnen ist, wenn die Stromssole zwischen den Grundschwellen infolge der Erosion um einige Meter abgesunken ist.

## 7. Schrifttum

- [1] FELKEL, K. : Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, H.19, (1962) S.3-17.
- [2] FELKEL, K. : Modelluntersuchungen für den Rhein bei Bingen. Die Wasserwirtschaft 53 (1963), H.6, S.206-213.
- [3] FELKEL, K. : Ideenstudie über die Möglichkeit der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue ins Strombett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins. Mitteilungsblatt der BAW, H.30 (1970), S.21-29.
- [4] FELKEL, K. : Die Wechselbeziehung zwischen der Morphogenese und dem Ausbau des Oberrheins. Jahresberichte und Mitteilungen des Oberrheinischen Geologischen Vereins N.F. 54 (1972), S.23-44.
- [5] FELKEL, K. und STEINWELLER, H. : Natur- und Modellversuche über die Wirkung der Schiffe auf Flußsohlen aus Grobkies (Breisacher Versuche). Wasserwirtschaft 62 (1972), H.8, S.243-249.
- [6] FELKEL, K. : Modelluntersuchungen für den Ausbau des Rheins bei Kaub. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen 100 (1973), H.7, S.256-262.
- [7] FELKEL, K. : Modellversuche für den Ausbau der Binger-Loch-Strecke des Rheins mit nur einer Schiffahrtsrinne. Wasserwirtschaft 64 (1974), H. 2, S.49-55.
- [8] HELM, K. : Modellversuche im Strömungskanal für schleppende Motorschiffe vom Typ IV "Johann Welker" als Ein- und Zweischrauber, mit und ohne Kortdüsen. Schiff und Hafen 12 (1960), H. 6.
- [9] HELM, K. : Einfluß der verschiedenen Flachwasserprofile auf Widerstand und Vortrieb von Binnenschiffen mit Rechnungsbeispiel für die Binnenwasserstraßen der Klasse IV. Hansa 102 (1965), H. 11 und H. 12.
- [10] OESTERHAUS, M. u. MÜLLER, R. : Schutz der Ufer und der Sohle bei Binnen- und Seewasserstraßen und bei Entlastungs-(Seiten-) Kanälen. XVIII.Int.Schiffahrtskongreß Lissabon 1949. Sektion I. 2.Mitteilung.
- [11] REHBOCK, Th. : Wasserbauliche Modellversuche zur Klärung der Abflußerscheinungen beim Abschluß der Zuiderzee, ausgeführt im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Rapporten en Mededeelingen betreffende de Zuiderzeewerken. Nr. 3. S'Gravenhage: Ministerie van Waterstaat 1931.

- [12] SCHNEIDER, G. : Grundschnellen in schiffbaren Wasserläufen.  
Dissertation TH Karlsruhe 1942.
- [13] SCHNEIDER, G. : Untersuchung über die Einwirkung von Grundschnellen auf Sohle und Schiffahrt in der Eintiefungsstrecke des Oberrheins.  
Badisches Finanz- u. Wirtschaftsministerium.  
Abt. für Wasser- und Straßenbau, Karlsruhe 1941.  
(nicht veröffentlicht).
- [14] SCHNEIDER, G. : Zusammenfassende Darstellung der Rheinregulierung Straßburg/Kehl - Istein. Freiburg 1966.  
(nicht veröffentlicht).
- [15] STRAUB, H. : Grundschnellen. Eine Maßnahme gegen Wasserspiegel- und Sohlensenkungen. Dissertation an der TH Khe  
1937. München: Verlag Oldenbourg 1951.
- [16] STURZEL, W. und HEUSER, H. : Widerstands- und Propulsionsmessungen für den Normalselbstfahrer Typ "Gustav Koenigs". Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen.  
Nr. 868. Köln und Opladen: Westdeutscher Verlag 1960.
- [17] VOLKART, P. : Die Stabilisierung von Flußläufen mittels einer Folge von Querschnellen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich Nr. 6 (1972).
- [18] WITTMANN, H. : Untersuchungen am Rhein mit Hilfe des wasserbaulichen Versuchswesens. Der Rhein: Ausbau, Verkehr, Verwaltung. Duisburg: Verlag Rhein 1951, S.72 - 85.

Dr.-Ing. J.W. D i e t z

und

Mag.-Ing. B. P u l i n a

## WAHL DER WEHRVERSCHLÜSSE BEIM AUSBAU DER SAAR

### ZUR SCHIFFFAHRTSSTRASSE

Choice of weir gates for the river Saar

### Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit zeigt den Gang der von hydraulischen, technisch-konstruktiven und wirtschaftlichen Überlegungen geleiteten Untersuchung zur Wahl der Wehrverschlüsse beim geplanten Ausbau der Saar und begründet die Wahl des Zugsegmentes mit Aufsatzklappen.

### Summary

The authors report about investigations for the choice of appropriate weir gates for the canalization of the river Saar, inform of the hydraulic, technical and economical considerations which have led to the proposal of tension taintor gates with flaps above.





## I n h a l t

	Seite
1. Übersicht	42
2. Bisherige Erfahrungen und Erkenntnisse	43
3. Ergebnisse neuerer Untersuchungen bei der B A W	47
4. Zusammenfassung und Entscheidung	53
5. Schrifttum	54

## 1. Übersicht

Nach dem am 20. März 1974 zwischen der Bundesregierung, dem Saarland und dem Land Rheinland-Pfalz getroffenen Verwaltungsabkommen soll die Saar zwischen Saarbrücken und der Mosel als Großschiffahrtsstraße der Klasse IV ausgebaut werden, die den Verkehr des Europaschiffes sowie auch von Schubverbänden mit zwei hintereinander gekoppelten Leichtern zuläßt. Die Ausbauplanung sieht vor, den Höhenunterschied von 54,25 m zwischen dem Hafengebiet der Stadt Saarbrücken und der Mündung der Saar in die Mosel durch sechs Staustufen zu überwinden [11] [13] (Abb. 1).

Nr	Staustufe	hydrostatische Stauhöhe m	Länge des Schifffahrtsweges km	* an der Schleuse Kanzem
1	Kanzem/Schoden	11,75 *	13,4	
2	Serrig	14,50	13,7	
3	Mettlach	11,00	22,3	
4	Rehlingen	8,00	10,8	
5	Lisdorf	3,60	14,7	
6	Luisenthal	5,40	10,7	

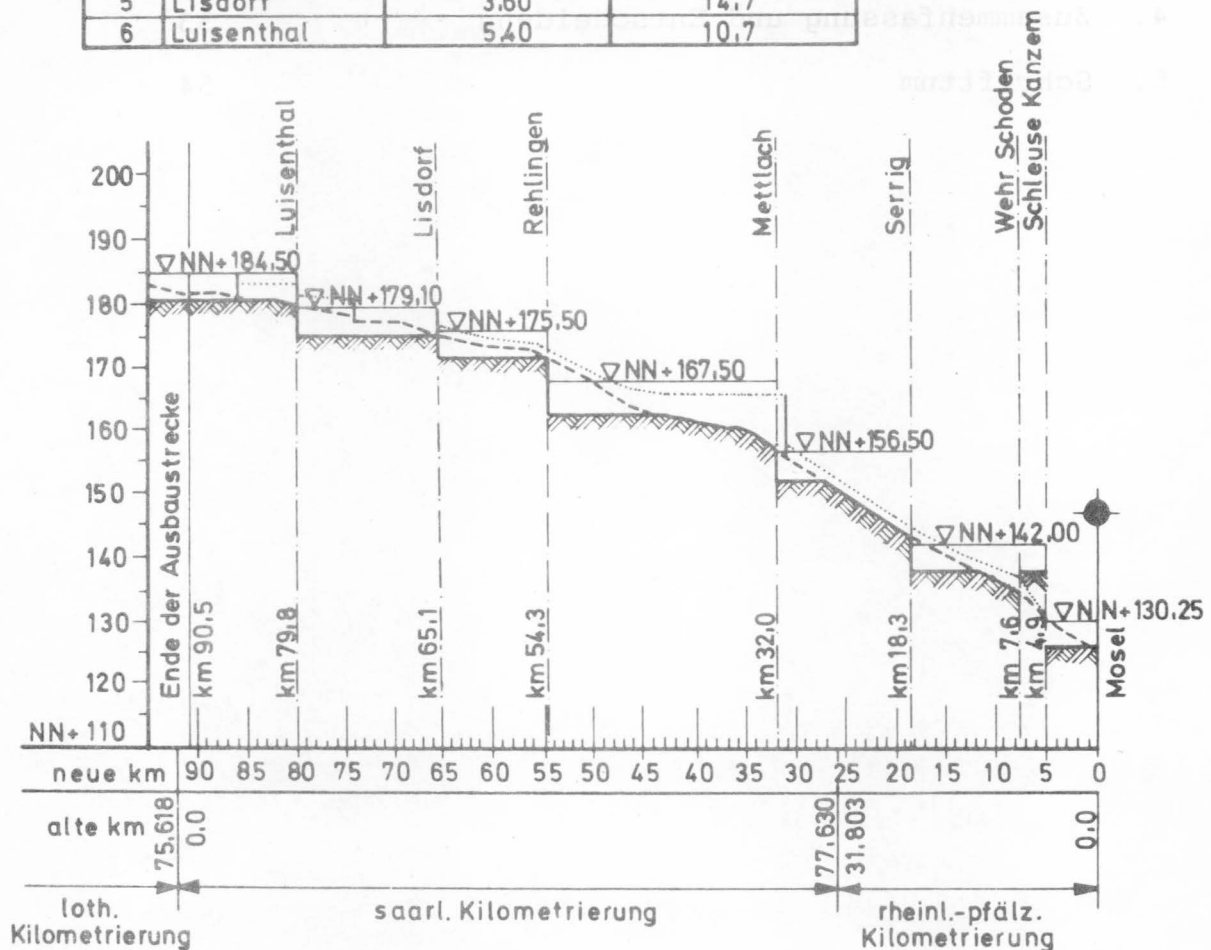


Abb. 1 Längsschnitt der Saar [13]

Unter Beibehaltung des mit Drucksegmenten ausgerüsteten Wehres Lisdorf ergeben sich damit fünf neue Wehranlagen, und zwar bei Schoden, Serrig, Mettlach, Rehlingen und Luisenthal, die einheitlich mit drei Wehrfeldern von je 16,50 m (voraussichtlich) ausgebildet werden. Auch die Verschlusskonstruktionen sollen einheitlich gewählt und den von Fall zu Fall wechselnden Stauhöhen und Abflüssen durch zwei verschiedene Verschlusshöhen

und unterschiedliche Wehrhöcker angepaßt werden. Die für diese Typisierung der Wehrverschlüsse erforderlichen Modellversuche (Modellmaßstab 1:30) sind bei der BAW bereits angelaufen. Da auch alle Verschleißteile an den Wehren einheitlich, auswechselbar und wartungsarm ausgebildet werden, ist eine große Betriebssicherheit bei minimalem Personalaufwand zu erwarten.

Im Frühzustand der Ausbauplanung standen als Verschlußorgane Segmente und Fischbauchklappen zur Diskussion. Die vorliegende Arbeit zeigt den Gang der von hydraulischen, technisch konstruktiven und wirtschaftlichen Überlegungen geleiteten Untersuchung zur Wahl der Wehrverschlüsse [3] bis hin zu dem Ergebnis, die neuen Wehre an der Saar mit Zugsegmenten auszurüsten.

## 2. Bisherige Erfahrungen und Erkenntnisse

Im Jahre 1971 wurde in Zusammenarbeit zwischen dem Wasser- und Schiffsamt Saarbrücken und der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) eine Auswertung der Bau- und Betriebserfahrungen von Fischbauchklappen und Zugsegmenten am Main, Regnitz, Donau und Lech vorgenommen [12]. Diese Untersuchung führte zu folgendem Ergebnis:

1. Bei den Ausschreibungen der Rhein-Main-Donau AG hat sich das Zugsegment mit aufgesetzter Fischbauchklappe als wirtschaftlichster Wehrverschluß erwiesen. Nur für kleine Stauhöhen (unter 3,00 bis 4,00 m) und Feldweiten, größer als 30 m, sind Fischbauchklappen günstiger.
2. Fischbauchklappen können sowohl mit einem mechanischen Windwerk, als auch mit einem ölhydraulischen Antrieb ausgerüstet werden. Bei Zugsegmenten, die mehrere Monate nicht bewegt werden, können dagegen ölhydraulische Antriebe zu einer Einschränkung der Betriebssicherheit führen. Unterschiedliche Antriebe bei Zugsegmenten mit Aufsatzklappen sind immer unwirtschaftlich.
3. Die betrachteten Wehranlagen (Fischbauchklappen mit hydraulischem Antrieb und Zugsegmente mit Kettenwindwerken) sind bisher im Betrieb durchweg unproblematisch gewesen. Die Wartung wird erleichtert, wenn der Verschlußkörper bei mittlerer Wasserführung frei zugänglich ist. Die 2 m unter dem Wasserspiegel liegenden Drehlager der Zugsegmente sind vor dem Eisgang geschützt und praktisch wartungsfrei. Trotzdem sollte auf eine Zugangsmöglichkeit zu den Lagern im Wehrpfeiler nicht verzichtet werden.
4. Wie die Beispiele der Wehranlagen in Kleinostheim und Bamberg zeigen, kann auch bei Zugsegmenten zur Verminderung der Verschlußkörperhöhe ein Wehrhöcker vorgesehen werden, der in den genannten Fällen 0,80 m und 0,50 m hoch ist und damit 16,6 % und 14,5 % der Segmenthöhe ausmacht.

Aufgrund dieser Bau- und Betriebserfahrungen kam das WSA Saarbrücken in einer Studie zur Wahl der Wehrverschlüsse [12] zu dem Vorschlag, die geplanten Wehre an der Saar mit Zugsegmenten auszustatten, zumal auch in der neueren Fachliteratur über bewegliche Wehrverschlüsse [7] [8] die konstruktiven, hydraulischen und wirtschaftlichen Vorzüge von Zugsegmenten herausgehoben werden.

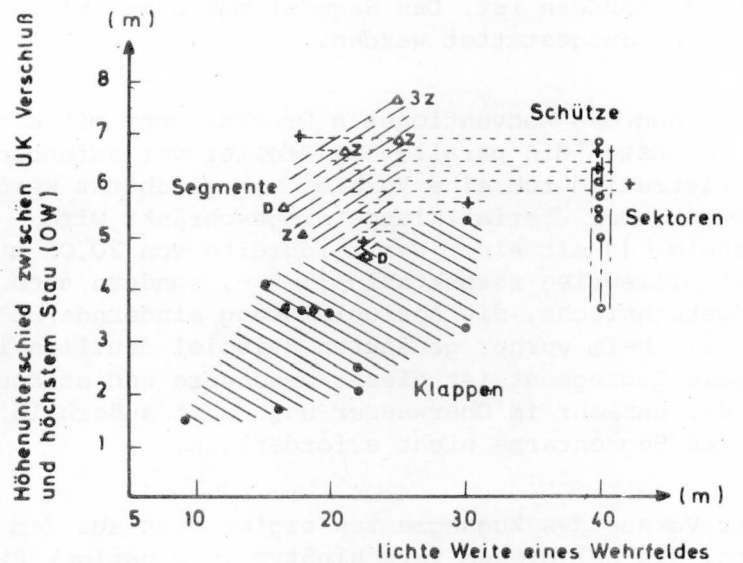
Unabhängig von diesen ersten Überlegungen führte das Neubauamt Untere Fulda in Kassel für die geplante Umkanalisierung der unteren Fulda Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zur Wahl der Wehrverschlüsse durch, die in den Teilentwürfen für die Wehranlagen Hann.-Münden [9] und Wahnhausen [10] näher beschrieben werden.

Diese Untersuchungen bestanden zunächst in einer Umfrage über ausgeführte Wehrverschlüsse und deren Kosten bei verschiedenen Wasser- und Schifffahrtsämtern, Wasserwirtschaftsämtern und der Rhein-Main-Donau AG. Aufgrund dieser Umfrage konnten von 36 in den Jahren 1953 bis 1971 angebotenen oder erstellten Wehranlagen die Daten über Verschußart, Verschußhöhe, lichte Weite, Anzahl der Wehrfelder und Kosten erhalten werden. Über die Ermittlung von Hochrechnungsfaktoren (Bauindizes) für Stahlwasserbaukosten, bezogen auf das Jahr 1967 (Bauindex = 100,00) war die auf Abb. 2 unten gezeigte Darstellung der Verschußkosten je lfdm Breite in Abhängigkeit von der jeweiligen Verschußhöhe für die betrachteten Schützen, Segmente, Sektoren und Fischbauchklappen möglich. Auf der gleichen Abbildung oben werden die lichten Wehrfeldweiten der in diese Betrachtung eingehenden Anlagen deutlich.

Ohne zunächst auf die Unterschiede zwischen Zug- und Drucksegmenten einzugehen, die in den Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen des Neubauamtes Untere Fulda auch nicht zum Ausdruck kommen, sieht man das Ergebnis der Studie des WSA Saarbrücken bestätigt, daß bei Verschußhöhen über 4,00 m die Zugsegmente Kostenvorteile gegenüber den Fischbauchklappen aufweisen, die deutlicher werden, wenn noch größere Verschußhöhen zur Diskussion stehen. Auch gegenüber den Sektoren und den Schützen sind die Segmente unter der gleichen Bedingung günstig abgegrenzt.

Geht man nun auch auf die relevanten Fragen des Betriebs, der Unterhaltung sowie auf bauliche und strömungstechnische Aspekte über, so finden wir im Fachschrifttum (z.B. [6], [7], [8]) immer wieder die folgenden Vorteile des Segmentes herausgestellt.

- a) Das Segmentwehr vermeidet die bau- und strömungstechnisch nachteiligen Nischen im Pfeiler, der dadurch statisch nicht mehr in zwei Abschnitte geteilt wird und die Strömung ohne Störung längs der ebenen Wand führen kann.
- b) Durch die Ausnutzung der möglichen Zweigelenkrahmenwirkung und die Art der Lagerung kann statisch das Äußerste herausgeholt werden, wodurch man beim Segmentverschluß einen Minimalaufwand erhält, der sich in den schon herausgestellten Kostenvorteilen ausdrückt.
- c) Segmente ermöglichen relativ schlanke Pfeiler, die überdies frei von Nischen sind und damit strömungstechnisch günstig den Verbauungsfaktor verringern.
- d) Segmente haben keine empfindlichen Dichtungen, deren Funktionsuntüchtigkeit den Betrieb der Verschlüsse auf Kosten der Sicherheit beeinträchtigen kann.
- e) Segmentwehrverschlüsse können über Wasser bei durchströmter Wehröffnung montiert werden, so daß das Hochwasserrisiko während der Bauzeit kleiner ist und Kosten an Wasserhaltung eingespart werden können.



Symbole der Verschußarten :

- Fischbauchklappe
- + Schütz mit aufgesetzter Klappe
- Sektor
- z △ Zugsegment mit aufgesetzter Klappe
- o △ Drucksegment mit aufgesetzter Klappe

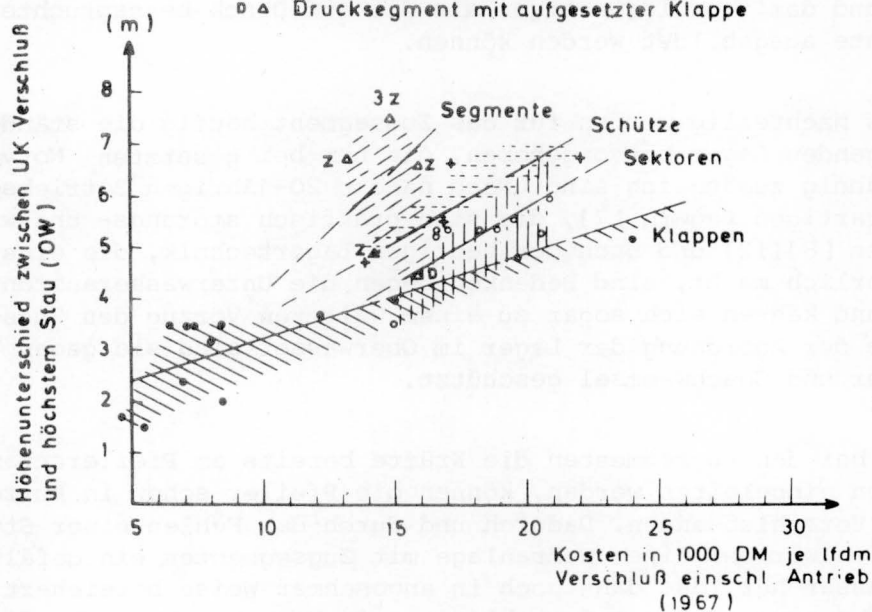


Abb. 2 Verschußbreite und Kosten ausgeführter Wehrverschlüsse in Abhängigkeit von der Verschußhöhe [10]

Während sich die vorher genannten Gesichtspunkte auf die Segmente generell beziehen, soll nun auf die Unterschiede zwischen Drucksegment und Zugsegment eingegangen werden.

Einer der Unterschiede zwischen den beiden Segmentarten hängt unmittelbar mit dem Nachteil des Segmentes schlechthin zusammen, das als unterströmter Verschuß bei den üblichen und auch an der Saar infrage kommenden Verschußhöhen keine oder eine nur unbefriedigende Feinregulierung des Wasserstandes zuläßt, die bei den wasserwirtschaftlichen Verhältnissen an



der Saar aber streng zu fordern ist. Das Segment muß daher mit einer überströmbaren Aufsatzklappe ausgestattet werden.

Wenn man sich nun das konventionelle Drucksegment mit einer Aufsatzklappe betrachtet, so müssen die parallel am Pfeiler verlaufenden Segmentarme vor dem Überfallstrahl durch eine Verkleidung geschützt werden, wodurch nicht nur die Lichtweite der Überfallklappe eingeschränkt wird - beim geplanten Rheinwehr Iffezheim [4] mit einer Wehrfeldbreite von 20,00 m beträgt diese Einschränkung beispielsweise respektable 15 % -, sondern auch am Verkleidungsschild strömungstechnische, die Abflußleistung mindernde Störungen verursacht werden, wie sie beim vorher genannten Beispiel deutlich im Modell zu beobachten waren. Beim Zugsegment ist dieser besondere und strömungstechnisch nachteilige Schutz der nunmehr im Oberwasser und damit außerhalb des Überfallstrahles liegenden Segmentarme nicht erforderlich.

Ein weiterer Vorzug des Zugsegmentes ergibt sich aus dem Kräfteverlauf in den Pfeilern, die bei diesem Verschlusstyp in günstiger Richtung von oben nach unten und auf Druck beansprucht werden, während beim Drucksegment die schräg nach oben verlaufenden Lagerkräfte die Pfeiler ungünstig auf Zug belasten und dann besondere Verankerungen oder Vorspannungen erforderlich machen, zumal die Krafteinleitung noch weit unterstrom und im Pfeiler ziemlich hoch erfolgt. Darüberhinaus haben die nur Zugkräfte aufzunehmenden Arme der deswegen so bezeichneten Zugsegmente den Vorteil, daß sie wesentlich schwächer und damit preisgünstiger als die auf Druck beanspruchten Arme der Drucksegmente ausgebildet werden können.

Als nachteilig werden für das Zugsegment häufig die ständig unter Wasser liegenden Lager hervorgehoben, die nur bei gesetzten Notverschlüssen vollständig zugänglich sind. Nach nahezu 20-jährigen Betriebserfahrungen mit derartigen Lagern [7], die sich praktisch störungs- und wartungsfrei zeigten [8][12] und nach der heutigen Lagertechnik, die eine Fettschmierung entbehrlich macht, sind Bedenken gegen die Unterwasseranordnung gegenstandslos und kehren sich sogar zu einem weiteren Vorzug des Zugsegmentes um: Infolge der Anordnung der Lager im Oberwasser sind sie gegen Vereisung, Spritzwasser und Geschwemmsel geschützt.

Da bei den Zugsegmenten die Kräfte bereits am Pfeileranfang in den Pfeilerbeton eingeleitet werden, können die Pfeiler schon in kurzem Abstand hinter dem Verschuß enden. Dadurch und durch das Fehlen einer Stützkonstruktion erhalten wir bei einer Wehranlage mit Zugsegmenten ein gefälliges Bild vom Unterwasser her, das dann noch in angenehmer Weise bereichert wird, wenn sich beim Überströmen der Aufsatzklappen ein Wasservorhang vor die Verschlüsse legt.

Nunmehr soll auf die hydraulischen Vorgänge beim Über- und Unterströmen des zweigeteilten Segmentverschlusses und die daraus resultierenden Folgerungen für die Neigung der Wehrschwelle und die Länge des Tosbeckens und der Wehrpfeiler eingegangen werden.

In der Arbeit von W. MÜLLER [8] über das Zugsegment als Verschuß im Stahlwasserbau finden wir hierzu den folgenden Hinweis (wörtlich):  
" Durch die nach Unterwasser geneigte Verschußlage trifft der Überfallstrahl der Aufsatzklappe ungehindert und hydraulisch günstig im tieferen Tosbeckenbereich auf. Bei Unterströmung des Verschlusses zwingt die nach

Unterwasser drehende Schüttschneide des Zugsegmentes den Abflußstrahl zum Anliegen an die geneigte Wehrschwelle, da der Spaltquerschnitt stets unterhalb der Schwellenkronen liegt. Modellversuche in der Wasserbau-Versuchsanstalt der MAN haben gezeigt, daß dadurch eine steilere Wehrschwelle und das kürzestmögliche Tosbecken erzielt wird."

Aufgrund sorgfältiger weiterer Untersuchungen in der Versuchsanstalt in Oberrhein weist HARTUNG [7] nach, daß bei Zugsegmenten eine steilere Neigung der Wehrschwelle ins Tosbecken hinein möglich ist, als bei Drucksegmenten, und zwar können als Anhaltswerte gelten:

Segmentart	Neigung der Schwelle
Drucksegment	1 : 2
Zugsegment (15° Gegenneigung)	1 : 1

Infolge dieses Unterschiedes kann es bei Zugsegmenten zu einer deutlichen Verkürzung des Tosbeckens kommen, die unter Umständen auch zu einer Verkürzung der Wehrpfeiler führen kann, wenn man vom Normalfall ausgeht, daß das Pfeilerende mit der Tosbeckenendschwelle zusammenfällt.

Dieser günstige Einfluß des Zugsegmentes auf die Neigung der Wehrschwelle und die Länge des Tosbeckens hängt mit der Erscheinung zusammen, daß beim Zugsegment der Abflußstrahl nach unten in das Tosbecken gedrückt wird, dessen hydraulische Wirksamkeit dadurch wünschenswert gesteigert wird. Dieser Effekt wird von HARTUNG sowohl durch entsprechende Strömungsaufnahmen als auch durch Druckmessungen über der Wehrschwelle nachgewiesen. Gegenüber diesen von der Zahl und von der Aussage her gewichtigen Argumenten für das Zugsegment bietet das Drucksegment im direkten Vergleich nur den Vorteil, daß sich bei ihm der ölhydraulische Antrieb, der billiger als ein Kettenantrieb ist, eher befürworten läßt, da die Segmentantriebe nicht ständig unter Wasser liegen.

### 3. Ergebnisse neuerer Untersuchungen bei der BAW

Zur Zeit werden bei der BAW Modellversuche für das im Bau befindliche Rheinwehr Iffzheim [1] [4] (Drucksegment mit Aufsatzklappen) und für das neue Fuldawehr Wahnhausen [2] (Zugsegment mit Aufsatzklappen) durchgeführt.

Wehr-anlage	Wehr-breite in m	Verschlußart und Höhe in m	Antrieb	Höcker- höhe in m	Max. Wehrbelastung in m <sup>3</sup> /sm	
					n	n - 1
Iffzheim Rhein	6 x 20	Drucksegm. 10,60 mit Aufsatzkl. 2,50	ölhydr.	ohne	58,75	70,50
Wahnhausen Fulda	3 x 18	Zugsegment 4,25 mit Aufsatzkl. 1,75	Windwerk mit Ketten	1,50	22,20	33,30

Tabelle: Zusammenstellung der wichtigsten Kennwerte für die Wehre Iffzheim und Wahnhausen

Wenn auch die unterschiedlichen Abfluß- und Wasserstandsverhältnisse und die daraus resultierenden Unterschiede in der spezifischen Wehrbelastung und der Verschlußhöhe (Tabelle) keinen direkten Vergleich der in den beiden Modellen erzielten Ergebnisse zulassen, so kann doch die getrennte, aber nach einheitlichen Gesichtspunkten vorgenommene systematische Auswertung der Versuchsdaten zusätzliche Informationen für die vergleichende Wertung der beiden Segmentarten bringen.

Beginnt man die Betrachtung zunächst mit der Gestaltung der Wehrschwelle, so findet man bei den Rheinwehren Gamsheim und Iffezheim aufgrund von speziellen Modelluntersuchungen für die erstgenannte Wehranlage in Chatou/Frankreich [5] eine mittlere Wehrschwellenneigung von ca. 1:2,6, wenn man den Aufsatzpunkt der Segmentschneide auf der Wehrschwelle mit dem tiefsten Punkt im Tosbecken auf dem kürzesten Weg miteinander verbindet (Abb. 3).

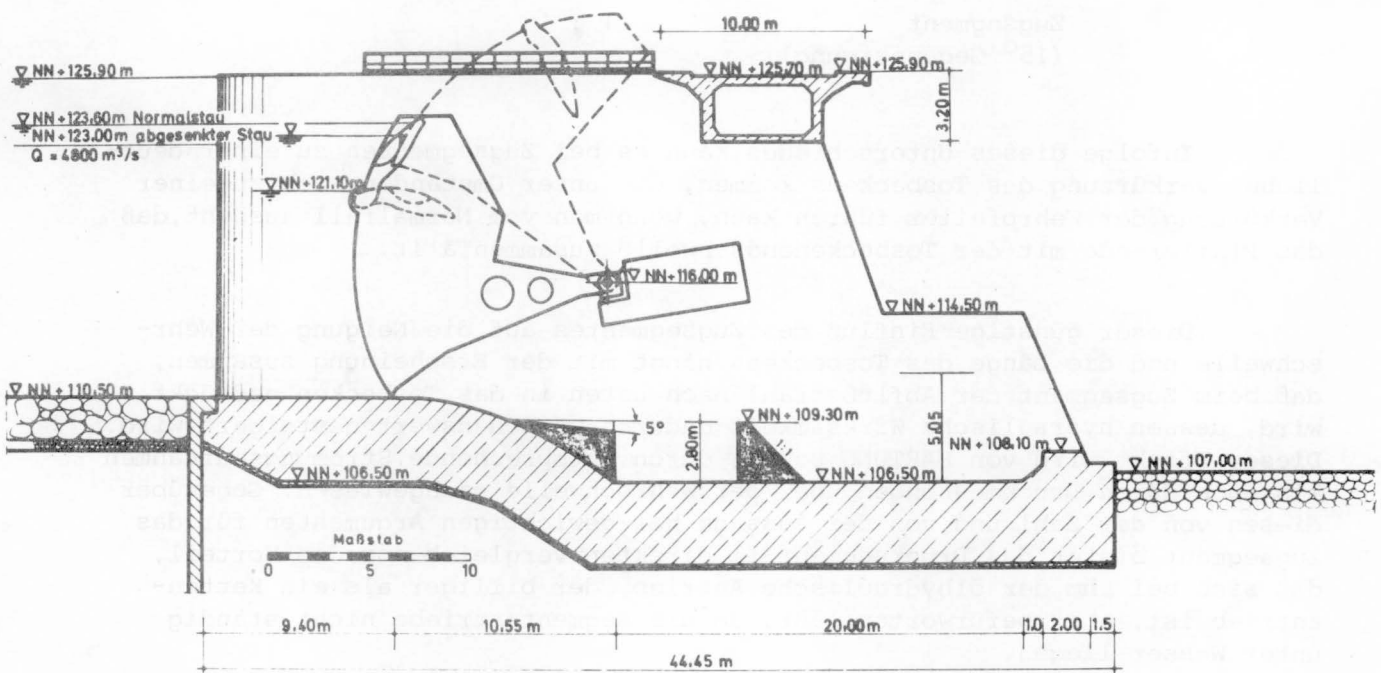


Abb. 3 Schnitt durch die Wehranlage Iffezheim mit dem Ausführungsvorschlag für das Tosbecken

Tatsächlich folgt die Wehrschwelle einer sog. Craeger-Kurve, die in ihrem oberen Verlauf noch etwas flacher, gegen das Tosbecken zu dagegen etwas steiler, abfällt. Auch für das neue Fuldawehr Wahnhausen sind die Neigung der Wehrschwelle und die Höckerform am Kriterium der Druckverteilung in Quer- und Längsrichtung und der ablösungsfreien Strahlführung bestimmt worden. Die Versuche ergaben, daß zwischen den Schwellenneigungen von 1:0,7 bis 1:1,25 in der Größe und Verteilung der gemessenen Drücke keine nennenswerten Unterschiede bestehen; lediglich bei dem relativ steil geneigten Abfallboden (1:0,5) beginnen die Ergebnisse deutlich ungünstiger zu werden. Hinsichtlich der Form der Höckerkrone bei einer 1:0,7 geneigten Abfallwand brachten die durchgeführten Messungen das Ergebnis, daß bei der Form D die günstigste Verteilung der Drücke über die Feldbreite und damit die größtmögliche Leistungsfähigkeit des Wehres zu erreichen ist, während Form B zu starken Unterdrücken führt (Abb. 4).

Nach diesen Versuchsergebnissen können die Unterschiede in der Wehrschwellenneigung bei Zug- und Drucksegmenten tatsächlich noch etwas größer sein als sie von HARTUNG genannt werden, so daß der früher genannte Vorteil des Zugsegmentes hinsichtlich der Tosbecken - und möglicherweise Pfeilerlänge noch deutlicher hervortritt.

Mitt.Bl. d. BAW 22 (1974) Nr.36



Geht man nun auf die Größe der gemessenen Drücke ein und nimmt hierzu den jeweils kleinsten Druck entlang der Mittelachse des Wehrfeldes in Längsrichtung vor, wie er sich sowohl beim Drucksegment Iffezheim als auch beim Zugsegment Wahnhausen kurz unterhalb des Segmentauftreffpunktes auf der Schwelle bzw. auf dem Höcker einstellt, so erkennt man zwischen beiden Segmentarten grundlegende Unterschiede.

Zunächst jedoch brachten die umfangreichen Druckmessungen an beiden Wehrmodellen noch das gemeinsame Ergebnis, daß dieser kleinste Druck von der Oberwasserspiegelhöhe bzw. der Oberwassertiefe  $H$ , dem sekundlichen Abfluß  $q$  je Breitereinheit, der lotrechten Öffnungshöhe  $s$  des Segmentes und der Unterwassertiefe  $h_u$  derart abhängt, daß seine Darstellung gegen den dimensionsbehafteten Ausdruck  $H \cdot q / h_u \cdot s$  (m/s) möglich ist (Abb.5). Durch diesen Ausdruck werden letztlich die Abflußbedingungen am Wehr sowie die Stellung der Segmente erfaßt.

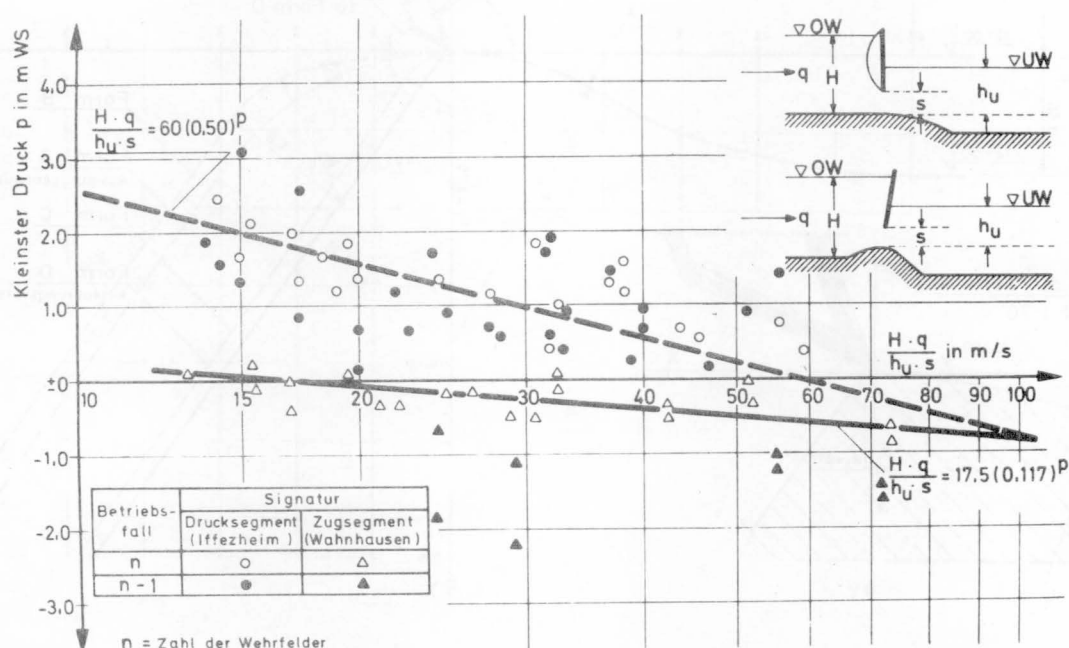


Abb. 5 Jeweils kleinster Druck in Wehrfeldmitte in Abhängigkeit von den Abfluß- und Betriebsbedingungen für die Wehre Iffezheim und Wahnhausen

Die derart aufbereiteten Versuchsergebnisse zeigen nun, daß der kleinste Druck über der Wehrschwelle Iffezheim sehr stark von diesen Abflußbedingungen abhängt, was sich in der verhältnismäßig steilen Neigung der eingezeichneten Schwerpunktlinie ausdrückt, die etwa bei  $H \cdot q / h_u \cdot s = 60$  m/s in den Bereich der negativen Drücke übergeht und hier schnell zu einem starken Unterdruck vordringen kann, wenn bei geringer Unterwassertiefe der Abfluß unter einem nur schwach angehobenen Segment erfolgt.

Im Falle des Fuldaweihres Wahnhausen liegt diese durch den Schwerpunkt der aufgetragenen Meßdaten gezogene Linie wesentlich flacher, d.h. die Abflußbedingungen gehen weniger intensiv in die Größe des kleinsten Druckes über dem Wehrhöcker ein. Jedoch überschreitet diese Linie schon bei  $H \cdot q / h_u \cdot s = 17$  m/s die Grenze, die den positiven Druck vom negativen trennt, so daß über eine weite Strecke der durch die Abflußverhältnisse gegebenen



Skala ein leichter Unterdruck vorliegt. Dieser Unterdruck ist aber in seinem Betrag noch so gering, daß sich sicherlich daraus nicht die Gefahr eines Werkstoffschadens ableiten läßt. Es ist auch zweifelhaft, ob die Forderung nach einem Restdruck Null bzw. nach einem positiven Druck an allen Stellen des Wehrhöckers durch eine wirtschaftlich noch vertretbare Lösung erfüllt werden kann.

Beim Ausfall einer Wehröffnung sinkt der Druck über dem Wehrhöcker Wahnhausen viel stärker als über der Wehrschwelle Iffezheim ab, was aber weniger mit dem Segmenttyp zusammenhängt, sondern mehr mit der Tatsache, daß die spezifische Wehrbelastung im zuerst genannten Beispiel beim Übergang von  $n$  auf  $n - 1$  Öffnungen infolge der unterschiedlichen Zahl der Wehrfelder (siehe frühere Tabelle) weit stärker anwächst (Zunahme um 50 %) als beim Wehr Iffezheim, wo die Zunahme nur 20 % beträgt.

Die Größe des Wehrabflusses unter den Segmenten erhält man in einer für den Vergleich günstigen dimensionslosen Form, wenn man nach der Formel für den Ausfluß aus einer Schützöffnung

$$Q = \kappa \cdot \alpha \cdot s \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

die Ausflußzahl  $\alpha$  ermittelt und sie gegen das Verhältnis der Oberwassertiefe  $H$  zur Öffnungshöhe  $s$  des Segmentes darstellt (Abb.6). Dabei macht man folgende Beobachtung:

Für die im Modell untersuchten Abfluß- und Betriebsbedingungen bzw. mit den für sie stehenden  $H/s$ - und  $h_u/s$ -Werten kann nach dem bekannten Diagramm zur Ermittlung der  $\kappa$ -Werte (z.B. in R. RÖSSERT: Hydraulik im Wasserbau) geschlossen werden, daß keine Beeinflussung durch das Unterwasser besteht ( $\kappa = 1,0$ ).

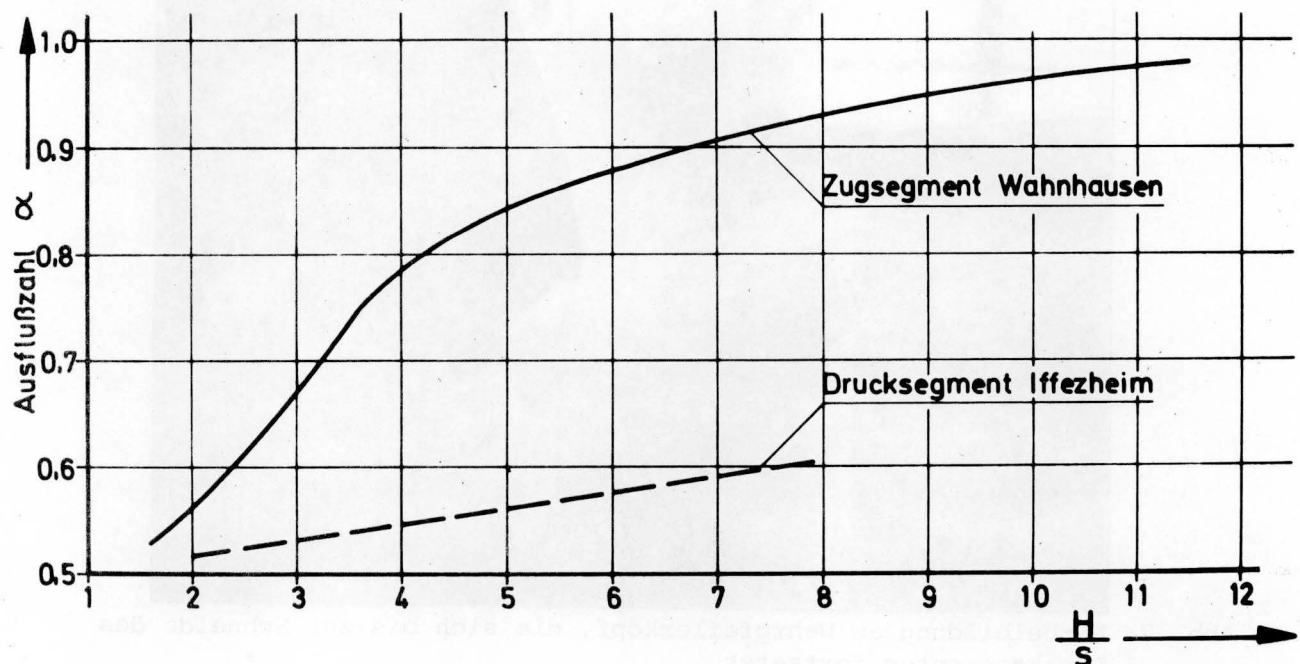


Abb. 6 Ausflußzahl  $\alpha$  nach den Versuchsergebnissen für die Wehre Iffezheim und Wahnhausen

Tatsächlich war in beiden Wehrmodellen eine gewisse Beeinflussung des Abflußvorganges unter den Segmenten durch das Unterwasser zu beobachten.

Mit  $\kappa = 1,0$  gibt die Ausflußzahl unmittelbar Auskunft über die Leistungsfähigkeit der beiden betrachteten Wehre, die beim Zugsegment Wahnhausen wesentlich größer ist als beim Drucksegment Iffezheim, wobei der Unterschied für große Werte  $H/s$ , also für kleine Spalthöhen  $s$ , am deutlichsten ist. Dies deutet direkt auf die von MÜLLER [8] und HARTUNG [7] schon genannte günstige Wirkung der Schneide beim Zugsegment hin, die infolge ihrer Gegenneigung den Abflußstrahl nach unten gegen den Höcker bzw. die Schwelle drückt, und zwar umso mehr, je kleiner der Segmenthub ist; beim weit herausgehobenen Zugsegment tritt dieser wertvolle Umlenkeinfluß der Segmentschneide zurück.

Obwohl die Untersuchungen zur Gestaltung des Tosbeckens an der Wehranlage Wahnhausen noch ausstehen, kann von diesem Effekt ein günstiger Einfluß auf die Energieumwandlung erwartet werden.

Mit einer letzten Beobachtung von den Modelluntersuchungen soll der Vergleich der beiden Segmenttypen abgeschlossen werden.

Beim Drucksegment liegt der Verschluß nahe an den Köpfen der Wehrpfeiler und die Wirbel und Makroturbulenzen beim Umströmen der Pfeiler (Abb. 7) erstrecken sich bis in den Spalt zwischen Segmentunterkante und Wehrschwelle und führen dort zu seitlichen Kontraktionen, Störungen und letzten Endes zu einer Beeinträchtigung der Abflußleistung der Anlage. Dieser Vorgang zeigt sich dann in aller Schärfe, wenn der Abfluß durch  $n - 1$  Wehröffnungen erfolgt, die Wirbelbildung vor der verschlossenen Öffnung infolge der Umlenkung der Strömung also in verstärkter Form auftritt (Abb. 8).

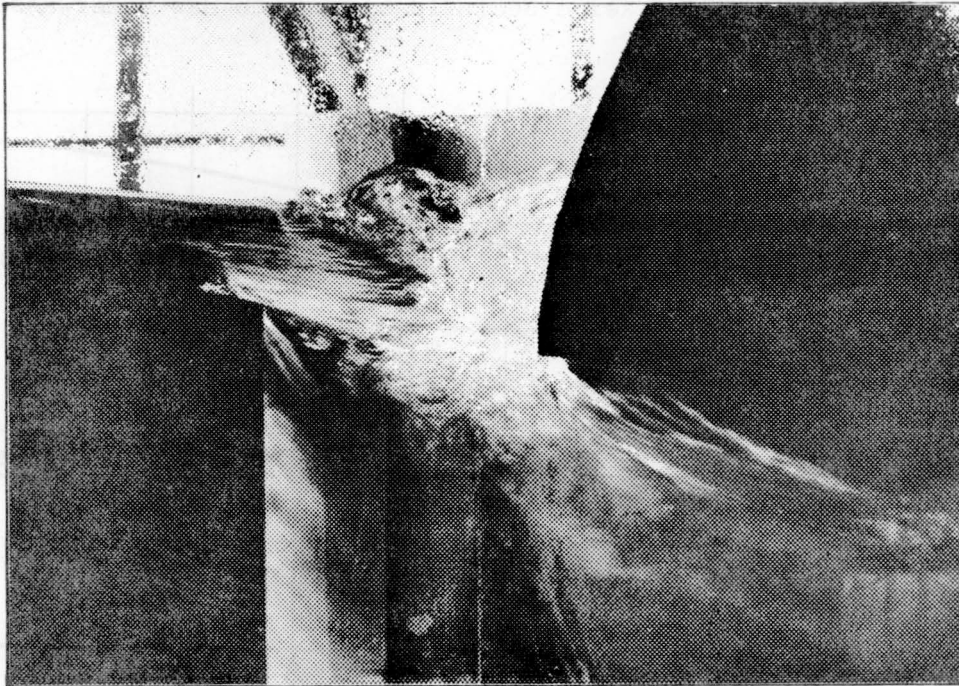


Abb. 7 Wirbelbildung am Wehrpfeilerkopf, die sich bis zur Schneide des Drucksegmentes fortsetzt

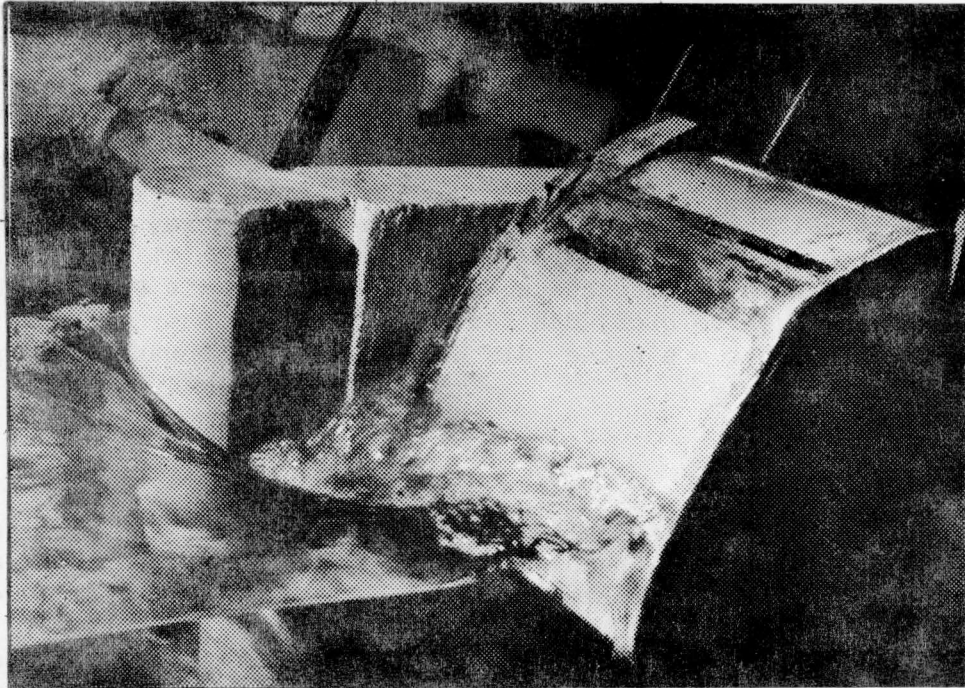


Abb. 8 Wirbelbildung und Wasserspiegelabsenkung zwischen Pfeilerkopf und Segment bei Verschluß einer Wehröffnung

Das Zugsegment dagegen liegt so weit von den Pfeilerhäuptern nach unterstrom entfernt, daß diese unangenehmen Strömungserscheinungen und Wirbelbildungen auf einer Art "Beruhigungsstrecke" bis zu den Verschlüssen hin weitgehend abklingen können.

#### 4. Zusammenfassung und Entscheidung

Nach den Ausschreibungsergebnissen vom Rhein-Main-Donau-Kanal [12] und dem Resultat einer eingehenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchung des Neubauamtes Untere Fulda [10] ist für die an der Saar infrage kommenden Stauhöhen ein Zugsegment mit aufgesetzter Fischbauchklappe der wirtschaftlichste Wehrverschluß. In einschlägigen Arbeiten zum Problem der Verschlußart [7] [8] werden die konstruktiven und hydraulischen Vorzüge des Zugsegmentes, vor allem als Weiterentwicklung des Drucksegmentes, herausgehoben. Durch neuere Modelluntersuchungen bei der BAW im Zusammenhang mit dem Rheinwehr Iffezheim (Drucksegment) und dem Fuldawehr Wahnhausen (Zugsegment) konnten weitere Argumente für das Zugsegment gesammelt werden, von denen die Unterschiede in der Wehrschwelleenneigung und damit in der Länge des festen Wehrunterbaues sowie in der Leistungsfähigkeit besonders zu nennen sind.

Als Nachteil war beim Zugsegment nur das Problem des Antriebes zu erkennen, der bei ölhydraulischer Ausführung zu gewissen Bedenken hinsichtlich der Betriebssicherheit Anlaß gibt, wenn die Verschlüsse mehrere Monate nicht bewegt werden.

Möglicherweise bieten nach dem heutigen Stand der Technik auch unter Wasser liegende ölhydraulische Antriebe keine Schwierigkeiten oder können unter Umständen wirksam geschützt werden. Möglicherweise ist aber auch der Kostenunterschied zwischen mechanischem und ölhydraulischem Antrieb



nicht so groß, daß hieraus ein bemerkenswerter Nachteil für das Zugsegment abgeleitet werden kann. Wenigstens bestehen gegen die Ausrüstung von Zugsegmenten mit beidseitigem mechanischem Antrieb keine technischen Bedenken, da sich die bisherigen in Betrieb befindlichen Zugsegmente mit mechanischem Antrieb durchweg unproblematisch zeigten.

Auf alle Fälle sind die in dieser Untersuchung herausgearbeiteten bautechnischen, betrieblichen, hydraulischen und wirtschaftlichen Vorzüge des Zugsegmentes samt der zugeordneten festen Wehrteile wie Pfeiler, Wehrschwellen und Tosbecken so groß, daß für den Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße Z u g s e g m e n t e als Wehrverschlüsse gewählt werden.

## 5. Schritt

- [1] B A W : Modellversuche für die Wehranlage Iffezheim/  
Rhein im Maßstab 1:33 1/3. Unveröffentl. Gut-  
achten vom November 1971 bis Oktober 1974
- [2] B A W : Modellversuche für die Wehranlage Wahnhausen/  
Fulda im Maßstab 1:30. Unveröffentl. Gutachten  
vom Mai und August 1974
- [3] B A W : Stellungnahme zur Wahl der Wehrverschlüsse beim  
Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße. Unver-  
öffentl. Gutachten vom August 1974
- [4] DIETZ, J.W. und : Modellversuche für die Rheinstaustufe Iffezheim.  
PULINA, B. Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasser-  
straßen 101 (1974) H. 1, S.5-14
- [5] BOUTET, P. : Barrage de Gambenheim. Rapport définitif, EDF,  
Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou.  
HC 044/71.35, 9 novembre 1971
- [6] GRZYWIENSKI, A. : Neue Tendenzen in der Ausbildung von Flußkraft-  
werken und Schiffsschleusen. Wasserwirtschaft  
54 (1964) H.6, S.160-170
- [7] HARTUNG, F. : Die strömungstechnische Entwicklung in Konstruk-  
tion und Gestaltung der Staustufen. Tiefbau  
(1970), H.3, S.201-230
- [8] MÜLLER, W. : Über das Zugsegment als Verschuß im Stahlwas-  
serbau. Die Wasserwirtschaft 57 (1967) H.11,  
S.385-392
- [9] NBA Untere Fulda : Teilentwurf Nr. H 4 für die Wehranlage und die  
Sportbootanlagen der Staustufe Hann.-Münden in  
Fulda-km 107.47. Unveröffentl. Erläuterungsbe-  
richt vom 15. August 1972
- [10] NBA Untere Fulda : Teilentwurf Nr. W 4 für die Wehranlage und  
Bootsschleusenanlage Wahnhausen in Fulda-km  
93,5. Unveröffentl. Erläuterungsbericht vom  
15. Mai 1974

- [11] RECKER, H.J. : Ausbau der Saar zwischen Saarbrücken und der Mündung zu einer Wasserstraße der Klasse IV. Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen 101 (1974) H.9, S.389-396
- [12] WSA Saarbrücken : Studie zur Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße. September 1971 (unveröffentlicht)
- [13] WSA Saarbrücken : Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße - Verkehr mit großen Schubeinheiten - (Wasserstraßenklasse IV). Schrift über den Stand der Planung im Juni 1973.





# GESAMT-INHALTS-ÜBERSICHT

der bisher erschienenen Hefte des Mitteilungsblattes der Bundesanstalt für Wasserbau

Nr./Jahr	Verfasser	T i t e l
1/53	Jambor Burghart Türk Zweck Canisius Liebs Schleiermacher Boos	Erhöhung d.festen Wehrschwelle bei gleicher hydraul. Leistung Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt Untersuch. üb.d. Geschiebebeweg. in Flüssen u. Stauanl.D.el.-akust.Verf. Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff Aus der Arbeit der Bundesanstalt Ausbau der Unteren Hunte Sicherung d.Schiffahrtsrinne in d.Donau im Bereich d.Innmündung.... Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius Pichl Burghart/Gehrig Davidenkoff Sagawe Zweck	Technische Entwicklung im Wasserbau Der Ortungstachygraph und seine Anwendung Beitrag zur Frage d.Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen Grundwasserzufluss zu Brunnen und Gräben Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement b.erd-u.wasserbaul.Modellversuchen Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius Wehrkamp Liebs Schleiermacher Zweck Meenen	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues Ein neues Flußprofilmeßgerät Abzweigung einer verhältnismäßig Teilwassermenge an einem Meßwehr Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II) Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor Herr  Wehrkamp Davidenkoff Zweck	Die Gestaltung v.Kanalabzweig.unter bes.Berücks.v.Schwingungen im Kanal Spülvermögen b.Verschlämm.u.Geschiebeablager.in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius Niebuhr Schleiermacher Gehrig Poggensee Zweck/Davidenkoff	Die Bundesanst.f.Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwickl.1948-1955 Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauhigkeit (I) Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen u.Wasserspiegelquergefälle Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung Die versuchstechn.Verf.z.Berechn.d.Netzes ein.Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand Zweck/Davidenkoff Poggensee	Geschwindigk.Verlager.i.Querschn.mittels Buhnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinder.v.Geschiebeablager.vor d.unt.Schleusenvorhöfen v.Staustufen Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff Schleiermacher Niebuhr Davidenkoff Liebs Jambor	Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder Untersuch.v.Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche Einfache Darstell.d.zeitl.Ablaufes v.Anschwellungen in Wasserläufen/Tidegeb. Beitr.z.Erfass.d.Räumkraft ein.ungl.förm.Ström.unt.bes.Berücks.d.Verhält.i. Angenäh.Ermittl.d.Grundw.Zufl. zu ein.in ein.durchl.Boden ausgehob.Grube Abflußbeiwerte $\mu$ für grabbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher Yalin	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Untergrund Wirkung der Sickerströmung auf d.Standsicherheit eines Erddammes (II) Vers.ein.morphol.Begründ.v.Rauhigk.beiwert.f.d.Berechn.d.Wassersp.gefälles Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
10/58	Magens	Unters.d.Ursachen und des Vorganges d.Verschlickung der Schleusenvorhöfen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluss aus 8 und 9)
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich Felkel Steinfeld	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel Davidenkoff Gehrig/Herr	Walzenbucht u.Ringgraben als Mittel z.Verminder.d.Schwebstrablager.in Fluß- Neue Forschungsarb.ü.d.Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs

Nr./Jahr	Verfasser	T i t e l
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgröß. u. Randspann. i. d. Sohlfluge ein. Kai- od. Stützmauer v. rechteck. Querschnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer Felkel Davidenkoff	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahr. an ein. Tidemodell m. bewegl. Sohle u. Vergl. zw. Modell- u. Naturmessungen Ein einf. Rundbecken z. Mischen v. Wasser u. Koagulieren v. Schmutzstoffen Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellvers. m. steifen Dalben in bind. Böden bei plötzl. Belastung Die Neukonstruktion v. Fahrstühlen f. Kraftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probelastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen
21/64	Naujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang D. Einfl. d. Neig. winkels d. wasserführ. Schicht u. einer partiell. Auskleid. des durchläss. Brunnenschachtes auf d. Zuflußmenge zu einem artes. Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechn. nach d. Universalprogr. d. BAW "... Oberelbe" Schutz der Sohle in Flüssen Unters. d. räuml. Sickerström. in eine umpund. Baugrube in offen. Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellvers. m. biegsamen langen Dalben unt. wiederh. Belast. im Sand Untersuchung d. Sandwanderungsverhältnisse im Küstenber. zw. Stohl u. Brauner Berg Einfl. d. Saugschl. beaufschlag. b. Kaplan turbin. auf d. Schiff.-verhältnisse... Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu Schnoor Zweck Davidenkoff/Franke	Reliefänderungen i. d. Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers... Ü. neue Verfahr. z. Berechn. d. Reflexionsdr. v. Wasserwellen auf senkr. Wände Baugrunduntersuch. m. Sonden gem. DIN 4094 m. Auswertungsmöglichkeiten Räumliche Sickerströmung in eine umpundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor Davidenkoff Franke Schulz/Ruck Lambert	Üb. versch. Verfahr. z. Berechn. d. Wellenangr. Kräfte auf senkr. Pfähle u. Wände Dimensionierung von Brunnenfiltern Die Wirkungen d. Wassers auf d. Standsicherheit von Böschungen Die Sandwanderungsverhältnisse an d. Nordküste d. Insel Fehmarn.... Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor Samu Ruck	Üb. versch. Verfahr. z. Berechn. d. Wellenangr. Kr. .... auf senkr. Pfähle und Wände Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in d. südlichen Nordsee Auswirk. d. geol. Verhältn. im Küstengeb. auf Baumaßn. im Wasserbau
27/68	Schäfer/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schifffahrtsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke Felkel	Untersuch. d. Zusammendrückbark. u. Scherfestigk. v. Sanden u. Kiesen... Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz Dietz	Kolksicherung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke Franke Felkel Jurisch Sindern/Rohde Harten Dietz	Zwei interessante Beisp. von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers Ideestudie ü. d. Möglichk. d. Verhüt. v. Sohlenerosion. durch Geschiebezufuhr... Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichungen b. Dreieck-Überfällen. Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider... Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/ Vollmers Dorer Dietz Dietz	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Berechn. d. nichtstationären Abfl. in nicht-prismat. offenen Gerinnen Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung... Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr Ache Franke/Ache Franke/Garbrecht/ Kiebusch Franke/Bernhard Felkel Giese	Einfluß d. Seitenwände bei hydraul. Versuchen in ein. rechteck. Glasrinne Ergebnisse v. Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper... Ein Verfahren z. Berechn. eingespannter gedrungener Gründungskörper Meßfehler infolge unvollk. Volumenkonstanz v. Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch Erddruckansatz b. trogförm. Bauwerken u. Wechselwirk. zw. Erd- u. Sohlendruck... Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuch. ü. d. hydrodyn. Verhalt. oberfl. markiert. Sandes u. ü. d. Einbringemeth. Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperrwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödtgen Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau